



César Arcizet Campos
Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Calibração de um modelo numérico de uma ligação viga-pilar em betão prefabricado

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil de Estruturas

Orientadora: Doutora Zuzana Dimitrovová,
Professora Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida
Arguente: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio
Vogal: Professora Doutora Zuzana Dimitrovová



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho de 2016

“Copyright” César Arcizet Campos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Dissertação redigida conforme o Acordo Ortográfico de 1945, aprovado pelo Decreto n.º 35.228, de 8 de Dezembro.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, aproveito para exprimir agradecimentos à Professora Zuzana Dimitrovová, pela orientação e paciência durante o trabalho efectuado para esta dissertação. Foi um percurso feito em que não estive sozinho.

Em seguida, agradeço à faculdade pelo apoio prestado numa situação delicada da minha vida, nomeadamente ao Prof. Doutor Fernando Santana, ao Prof. Doutor Jorge Lampreia, À Doutora Isabel Sequeira Pinto, ao Prof. Doutor Rodrigo Gonçalves, ao Prof. Doutor Rui Micaelo, ao Prof. Doutor António Pinho Ramos e ao Prof. Doutor João Rocha de Almeida.

Também agradeço aos professores que tive nesta faculdade, dado que cada um deles contribuiu para a minha formação académica. Um obrigado especial ao Professor Luís Neves, pelo aconselhamento e apoio. Estendo este agradecimento a todo o *staff* do Departamento de Engenharia Civil, sobretudo à Carla e à Luz, pela simpatia constante que sempre me presentearam, e ao Hugo Fernandes, pelo apoio e disponibilidade.

Agradeço infinitamente à Dra. Júlia Murta, pelo acompanhamento e apoio nos bons e maus momentos. Esta dissertação reflecte a afeição e a confiança da nossa relação.

Expresso o meu sincero obrigado à Biblioteca FCT UNL, que contribuiu extraordinariamente neste longo percurso da minha vida. A conclusão deste curso deve-se imenso à confiança que a Doutora Ana Alves Pereira me depositou. Muito obrigado às “colegas” e amigas de trabalho, sobretudo à Rosário, Ana Roxo, Sílvia, Fernanda e Dona Conceição, pelo apoio e pela amizade.

Estou grato à minha mãe e aos meus irmãos, dedico-lhes uma parte significativa deste trabalho. A outra parte, ofereço em devoção aos meus tios, Ermelinda e Tó, e à minha prima-irmã Isabel. Sem eles não teria havido a possibilidade de terminar este curso. Agradeço à restante família pela preocupação e interesse, em especial à minha prima Cristina.

Aos meus amigos extra-faculdade, principalmente ao Charlie, revisor e confidente, camarada da boa e má-vida, mas também aos companheiros Tiago, Luís, Ana, Maria e Ricardo, que se mostraram sempre interessados nesta recta final. MUITÍSSIMO AGRADECIDO A TODOS.

Aos meus imensos colegas e amigos da faculdade. Aos que participaram numa fase mais longínqua da minha vida académica, mas principalmente aos que tiveram presentes nesta fase mais recente, nomeadamente o Hugo Rebelo (que foi parte activa no desenvolver desta dissertação), o Rodrigo (pela perpetuidade da sua presença), os manos Guerra e Patrício (pelo gargalhadear constante), o Cordeiro, o André Francisco, à minha maninha Laura e à tropa do LCDEC. Agradeço à infinidade de colegas que contribuíram com divertimento e boa disposição. Um especial agradecimento à RádioFCT, porque fez e fará parte da minha vida.

Resumo

Dadas as diferentes vantagens dos elementos prefabricados em estruturas de betão armado, relativamente às soluções mais tradicionais, e visto que há ainda dificuldades em compreender as características necessárias às ligações que cumpram com a continuidade estrutural exigida, o estudo deste tipo de ligações contribui para o futuro da construção, que se quer sustentável, rápida e segura.

A presente dissertação diz respeito à calibração do modelo numérico de uma ligação viga-pilar de betão prefabricado, com continuidade de armaduras, sujeita a um carregamento cíclico. A mesma calibração foi feita a partir dos ensaios experimentais anteriormente realizados, para simular o comportamento mecânico da ligação viga-pilar sob um carregamento cíclico, através do *software* ATENA 2D.

Neste trabalho, é apresentado um resumo de trabalhos de investigação anteriores, experimentais e numéricos, que serviram de apoio e fundamento para o modelo numérico estudado nesta dissertação. São igualmente apresentadas as bases teóricas para a modelação numérica através do *software* ATENA, como o tipo de análise não-linear e os modelos constitutivos dos materiais utilizados na simulação numérica.

Para a simulação do ensaio experimental, procedeu-se a uma calibração das condições de apoio da estrutura, das características das juntas e do comportamento do betão e do aço. Para conferir os resultados da calibração do modelo, foi feita uma comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais, através da relação força-deslocamento e da propagação das fendas.

Finalmente, é feita uma crítica aos resultados numéricos conseguidos, a partir da análise do comportamento da ligação ao longo dos ciclos de carregamento alternado.

Palavras-chave:

Betão prefabricado, ligação viga-pilar, ensaio cíclico, juntas de interface, modelação numérica.

Abstract

Given the different advantages of precast elements in reinforced concrete structures, when compared with traditional solutions, and since there are still difficulties in understanding the necessary characteristics for the connections to fulfil the required structural continuity, the study of such connections contributes to the future of construction, which should be sustainable, fast and safe.

The present dissertation concerns the calibration of the numerical model of a precast reinforced concrete beam-column connection, with rebar continuity, when subjected to cyclic loading. This calibration was based on previously performed experimental tests, in order to simulate the mechanic behaviour of the beam-column joint/connection under cyclic loading, using ATENA 2D software.

In this work, a summary on previous investigation works, both experimental and numerical, which served as support for the numerical model studied in this dissertation, is presented. The theoretical basis for the numerical modelling using ATENA software are also presented, such as the type of non-linear analysis and the constitutive models of materials used in the numerical simulation.

For the simulation of the experimental test, the support conditions of the structure, the joint characteristics and the concrete and steel behaviour were calibrated. For the validation of the calibrated model results, a comparison between the numerical and experimental results was carried out by the force-displacement relation and the crack propagation.

Finally, a critical review on the numerical results is carried out through the analysis of the connection behaviour under alternated loading cycles.

Keywords:

Precast concrete, beam-column connection, cycling test, interface joint, numerical modelling

Índice de Matérias

Resumo	i
Abstract	iii
Índice de Figuras	vii
Índice de Tabelas	xiii
Lista de siglas e símbolos	xv
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objectivos da dissertação	1
1.3 Organização da dissertação	2
2 Prefabricação de betão armado	3
2.1 Generalidades	3
2.1.1 Vantagens	5
2.1.2 Desvantagens	6
2.2 Ligações	7
2.2.1 Tipos de ligações	8
3 Trabalhos de investigação anteriores	17
3.1 Trabalhos experimentais	18
3.2 Trabalhos de modelação numérica	28
4 Modelação	35
4.1 Modelação em <i>software</i> ATENA	35
4.2 Análise não linear	36
4.2.1 Procedimentos na resolução de análises não lineares	36
4.3 Modelo constitutivo do betão	40
4.3.1 Relação da tensão-deformação para o betão	40
4.3.2 Critério de rotura biaxial	45
4.3.3 Modelos de fendilhação no betão	47
4.3.4 Comportamento do betão após fendilhação	48
4.3.5 Parâmetros adaptados do modelo constitutivo SBETA	48
4.4 Modelo constitutivo para armadura	49
4.4.1 Relação tensão-deformação do aço	50

4.4.2	Armadura para acção cíclica (<i>Cyclic Reinforcement Model</i>) .	50
4.5	Aderência armadura-betão	52
4.6	Áreas de contacto	53
4.6.1	Interface	53
4.7	Molas	54
5	Calibração em ATENA 2D	57
5.1	Incremento de deslocamentos	57
5.2	Modelo geométrico	58
5.2.1	Geometria da ligação viga-pilar	58
5.2.2	Malha de elementos finitos	59
5.2.3	Pormenorização de armaduras	61
5.2.4	Apoios	61
5.3	Parâmetros dos materiais	72
5.3.1	Betão	72
5.3.2	Armaduras	77
5.4	Juntas de Interface	81
6	Apresentação de resultados	89
6.1	Modelo sem juntas de interface	89
6.2	Modelo com juntas de interface	94
7	Conclusões	103
7.1	Conclusões	103
7.2	Recomendação para desenvolvimento futuro	105
	Referências bibliográficas	107

Índice de Figuras

2.1	Edifícios destruídos em Inglaterra durante a Segunda Guerra Mundial.	3
2.2	Exemplos de ligação pilar-fundação, com encaixe (esquerda) e aparafusada (direita).	10
2.3	Exemplos de ligação articulada pilar-pilar, com emenda (esquerda) e com parafusos (direita).	10
2.4	Exemplo de ligação laje-viga através de laje alveolar com amarração.	10
2.5	Exemplo de ligação viga-viga com armaduras em gancho.	11
2.6	Exemplos de ligação viga-pilar sem continuidade, directamente sobre o pilar (esquerda) e assente sobre consola curta (direita).	13
2.7	Exemplos de ligação viga-pilar com continuidade, com armaduras e betonagem <i>in situ</i> (esquerda) e com chapas aparafusadas e consola curta (direita).	13
2.8	Exemplo de ligação viga-pilar por consola curta de betão e pré-esforço.	14
2.9	Exemplo de ligação viga-pilar com interrupção de pilar e varão roscado.	15
3.1	Dispositivo para realização da primeira fase experimental.	19
3.2	Rotura da viga $V1_{ref}$ (esquerda) e viga $V1p$.	19
3.3	Rotura da viga $V2_{ref}$ (esquerda) e viga $V2p$ (direita).	20
3.4	Dispositivo para realização da segunda fase experimental, relativo às vigas $V1$, $V2$ e $V4$.	21
3.5	Definição e simplificação do modelo experimental.	23
3.6	Geometria do modelo experimental com vista lateral (esquerda) e com vista da secção (direita).	24
3.7	Tipo de passo de carga para ensaio cíclico alternado.	24
3.8	Diagrama força-deslocamento do modelo experimental.	25
3.9	Geometria e localização das juntas de interface para as vigas $V1$, $V2$ e $V4$ (esquerda) e $V3$ (direita).	26
3.10	Geometria tridimensional do modelo viga-pilar.	26
3.11	Diagrama do deslocamento imposto para o ensaio cíclico alternado.	27
3.12	Diagrama da força imposta para o ensaio cíclico alternado.	27
3.13	Diagrama força-deslocamento resultante do ensaio cíclico alternado.	27
3.14	Análise de sensibilidade da malha para $V1$.	29
3.15	Resultados numéricos para $V1p$.	30
3.16	Resultados numéricos para $V2p$.	31

3.17 Comparação de resultados numéricos para V2 (esquerda) com resultados experimentais (direita).	31
3.18 Comparação de resultados numéricos para V4 (esquerda) com resultados experimentais (direita).	31
3.19 Comparação de resultados numéricos para V3 (esquerda) com resultados experimentais (direita).	32
3.20 Comparação entre resultados numéricos em ATENA 2D e resultados experimentais.	33
4.1 Método de Newton-Raphson.	37
4.2 Método de Arc-Length.	39
4.3 Diagrama da tensão-deformação uniaxial equivalente.	41
4.4 Curva exponencial para abertura de fendas.	42
4.5 Relação tensão-deformação na compressão.	43
4.6 Relação tensão-abertura de fenda na compressão.	44
4.7 Definição da localização das bandas.	45
4.8 Função para rotura biaxial.	45
4.9 Função para rotura no estado tensão-compressão.	46
4.10 Estado tensão-extensão para o <i>fixed crack model</i>	47
4.11 Estado tensão-extensão para o <i>rotated crack model</i>	47
4.12 Factor de redução ao corte.	48
4.13 Redução da resistência à compressão.	49
4.14 Comportamento histerético do aço.	51
4.15 Modelo do comportamento histerético do aço proposto por Menegotto-Pinto.	51
4.16 Modelos para aderência aço-betão propostos pelo <i>software</i> ATENA.	52
4.17 Geometria das molas <i>CCSpring</i> e <i>CCLineSpring</i>	55
5.1 Historial de deslocamentos para ensaio cíclico alternado.	58
5.2 Geometria da ligação viga-pilar (dimensões em metros).	59
5.3 Comparação de malhas para dimensões de 0,05 m, 0,10 m e 0,15 m com resultados experimentais.	60
5.4 Comparação para o erro relativo entre os elementos finitos com 0,05 m, 0,10 m e 0,15 m.	60
5.5 Malha de elementos finitos com dimensão de 0,05 m.	61
5.6 Pormenorização das armaduras do modelo, em alçado (cima) e em cortes (baixo).	62
5.7 Comparação de resultados com diferentes módulos de elasticidade, para ciclos de 3 mm.	63
5.8 Resultados numéricos para a variação da resistência à compressão do betão. $f_c = 45$ MPa (esquerda) e $f_c = 54$ MPa (direita).	63
5.9 Resultados numéricos para a variação da resistência à tracção do betão. $f_t = 3,45$ MPa (esquerda) e $f_t = 4,15$ MPa (direita).	64
5.10 Esquema do ensaio experimental.	64
5.11 Resultados experimentais para ciclos de 3 mm, com regressões lineares para deslocamentos positivos e negativos.	65

5.12 Comparação entre modelo numérico encastrado e resultado experimental, para ciclos de 3 mm.	66
5.13 Disposição de molas no modelo viga-pilar.	66
5.14 Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e resultado experimental.	67
5.15 Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e modelo encastrado.	67
5.16 Comparação entre modelo com molas $K = 50$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 3 mm.	68
5.17 Comparação entre modelo com molas $K = 50$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 30 mm.	68
5.18 Comparação entre modelo com molas $K = 30$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 30 mm.	69
5.19 Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e $K = 2,6$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 3 mm.	70
5.20 Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e $K = 2,6$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 30 mm.	70
5.21 Comparação entre modelo numérico com juntas e resultados experimentais, para primeiro ciclo de 3 mm.	71
5.22 Comparação entre modelo numérico, com parâmetros básicos para o betão, e resultados experimentais.	73
5.23 Comparação entre modelo numérico, com $D_{max} = 8$ mm, e resultados experimentais.	74
5.24 Diferença, para valores de força, entre modelos com $D_{max} = 8$ mm e com $D_{max} = 16$ mm.	75
5.25 Diferença, para valores de força, entre modelos com $D_{max} = 16$ mm e com $D_{max} = 32$ mm.	75
5.26 Comparação entre modelo numérico com $D_{max} = 16$ mm e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.	76
5.27 Comparação entre modelo numérico com $w_d = 0,5$ mm e $w_d = 5$ mm, para ciclos de 30 mm.	76
5.28 Comparação entre modelo numérico com $w_d = 5$ mm e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.	77
5.29 Comparação entre modelo com parâmetro $R = 20$ e resultados experimentais.	78
5.30 Comparação entre os modelos com parâmetro $R = 5$ e $R = 20$	79
5.31 Comparação entre modelo com parâmetro $R = 5$ e resultados experimentais.	79
5.32 Comparação entre modelos com endurecimento e sem endurecimento, relativamente ao comportamento do aço.	80
5.33 Comparação entre o modelo sem endurecimento, para o comportamento do aço, e os resultados experimentais.	80
5.34 Comparação entre modelo numérico sem juntas e resultados experimentais, para ciclos de 6 mm.	81
5.35 Comparação entre modelo numérico sem juntas e resultados experimentais, para ciclos de 18 mm.	82

5.36 Comparação entre modelo numérico sem juntas e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.	82
5.37 Comparação entre modelos numéricos com e sem juntas, para ciclo de 3 mm.	84
5.38 Comparação entre quatro modelos com juntas, com variação de rigidez normal e tangencial.	85
5.39 Comparação entre modelo com juntas 4 e modelo sem juntas, para primeiro ciclo de 3 mm.	86
5.40 Comparação entre modelo com juntas 4 e modelo sem juntas, para último ciclo de 42 mm.	86
5.41 Comparação entre modelo com juntas 4 com rigidez alterada e modelo sem juntas, para último ciclo de 42 mm.	87
5.42 Fendilhação para modelos com juntas (cima) e sem juntas (baixo), para deslocamento imposto de 4,8 mm (<i>step</i> 70) no sentido positivo.	88
6.1 Comportamento força-deslocamento para modelo numérico sem juntas (esquerda) e modelo experimental (direita), para todos os ciclos de deslocamento imposto.	90
6.2 Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 3 mm.	90
6.3 Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 18 mm.	91
6.4 Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 24 mm.	91
6.5 Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.	92
6.6 Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 36 mm.	93
6.7 Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 42 mm.	93
6.8 Esquema de fendilhação no modelo deformado sem juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção positiva.	93
6.9 Esquema de fendilhação no modelo deformado sem juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção negativa.	94
6.10 Comportamento força-deslocamento para modelo numérico com juntas (esquerda) e modelo experimental (direita), para todos os ciclos de deslocamento imposto.	94
6.11 Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 3 mm.	95
6.12 Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 6 mm.	96
6.13 Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 12 mm.	96
6.14 Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 18 mm.	97
6.15 Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 24 mm.	97

6.16	Tensões σ_{xx} para modelo deformado com juntas (deslocamento de 24 mm). Ampliação de 50x para a deformação.	98
6.17	Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 42 mm.	98
6.18	Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção negativa. Ampliação de 50x para a deformação.	99
6.19	Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção positiva. Ampliação de 50x para a deformação.	99
6.20	Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 6 mm, na direcção positiva. Ampliação de 50x para a deformação.	100
6.21	Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 6 mm, na direcção negativa. Ampliação de 50x para a deformação.	100
6.22	Esquema inicial de fendilhação resultante do ensaio experimental, para a zona da junta vertical.	100
6.23	Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 18 mm, na direcção positiva. Ampliação de 8x para a deformação.	101
6.24	Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 24 mm, na direcção positiva. Ampliação de 8x para a deformação.	101
6.25	Esquema final de fendilhação resultante do ensaio experimental, para a zona da junta vertical.	102

Índice de Tabelas

3.1	Resumo dos resultados da segunda fase experimental.	22
4.1	Parâmetros para o factor de redução.	46
4.2	Resumo dos parâmetros do ATENA para o modelo de betão.	49
5.1	Deformações máximas das molas, em cada ciclo de deslocamentos, para a face da base e as faces laterais.	71
5.2	Parâmetros básicos do betão da primeira fase.	72
5.3	Parâmetros básicos do betão da segunda fase.	72
5.4	Valor base de energia da fractura.	74
5.5	Valores calculados para a energia da fractura, G_F , relativamente à primeira e segunda fases de betonagem.	74
5.6	Características do aço para o modelo <i>Cyclic Reinforcement</i>	78
5.7	Parâmetros predefinidos para o modelo de Menegotto-Pinto.	78
5.8	Parâmetros para a definição das juntas de interface.	84
5.9	Calibração da rigidez das juntas para quatro valores de rigidez.	85

Lista de siglas e símbolos

Siglas

CEB	Comité Européen du Béton
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FIB	Fédération Internationale du Béton
IST	Instituto Superior Técnico
UL	Universidade de Lisboa
UNL	Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

Letras minúsculas latinas

c	Constante de máxima redução da resistência à compressão
c_1	Parâmetro para o modelo de Menegotto-Pinto
c_2	Parâmetro para o modelo de Menegotto-Pinto
c_3	Factor de escala
f_c	Resistência à compressão de um provete cilíndrico de betão
f'_c	Resistência à compressão uniaxial de um provete cilíndrico de betão
$f_c^{'ef}$	Tensão efectiva de resistência à compressão do betão
f_{cm0}	Resistência à compressão média base do betão
f_{cu}	Resistência à compressão de um provete cúbico de betão
$f(\underline{p})$	Vector das forças internas
f_t	Resistência à tracção de um provete cilíndrico de betão
$f_t^{'ef}$	Tensão efectiva de resistência à tracção do betão
$f_{u,m}$	Tensão média de rotura do aço
$f_{y,m}$	Tensão média de cedência do aço
n	Número de nós
p	Percentagem de armadura
\underline{p}	Valor da deformação anterior ao incremento de carga
\underline{q}	Vector de todas as cargas aplicadas
r_{ec}	Factor de redução da tensão
r_g	Factor de redução de corte
t	Espessura da junta de interface
u	Deslocamento na mola

w	Abertura da fenda
w_c	Abertura da fenda quando a tensão é totalmente libertada
w_d	Deslocamento plástico

Letras maiúsculas latinas

A	Área ou comprimento de aplicação da mola no macroelemento
C	Coefficiente de coesão
D_{max}	Máxima dimensão do agregado
E_0	Módulo de elasticidade inicial do betão
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_c^s	Módulo de elasticidade secante do betão
G	Módulo de distorção
G_c	Módulo de elasticidade de corte
G_f	Energia da fractura
$G_{F,0}$	Valor base de energia da fractura
K	Rigidez da mola
$K(p)$	Matriz de rigidez que relaciona incrementos de carga com incrementos de deformação
L'_d	Largura da banda
R	Parâmetro do modelo de Menegotto-Pinto
R	Força no elemento de mola
R_0	Parâmetro para o modelo de Menegotto-Pinto
R_1	Parâmetro que tem em conta o efeito de Baushinger
R_2	Parâmetro que tem em conta o efeito de Baushinger

Letras gregas

Δp	Incremento de deformação correspondente ao respectivo incremento de carga
ε_c	Extensão para a resistência à compressão efectiva do betão
ε_d	Extensão para a tensão nula
ε^{eq}	Extensão uniaxial equivalente
$\varepsilon_{u,m}$	Extensão média máxima do aço
μ	Coefficiente de Poisson
σ	Tensão normal
σ_c^{ef}	Tensão efectiva do betão à compressão
τ	Tensão de corte
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ	Diâmetro de varão de aço

Capítulo 1

Introdução

Não se pode criar experiência. É preciso passar por ela.
(Albert Camus)

1.1 Enquadramento geral

Apesar do decréscimo na utilização de estruturas prefabricadas, como resultado da crise financeira, tem-se visto uma ligeira recuperação da mesma nos últimos anos. Prevê-se que entre 2016 e 2021 o mercado global para o betão prefabricado tenha uma taxa composta de crescimento anual (CAGR¹) de 3,1%. Desta forma, pode-se afirmar que o interesse na aposta e no estudo da prefabricação é conveniente e necessário, dado que este tipo de solução apresenta diversas vantagens quando comparado, sobretudo, com a betonagem de elementos *in situ*.

Visto que as estruturas prefabricadas exigem descontinuidades entre elementos, é comum fazer das suas ligações o objecto de estudo principal, especialmente quando estão sujeitas às acções sísmicas, para que se possa desenvolver soluções com melhor desempenho, baixa complexidade e baixo custo.

1.2 Objectivos da dissertação

A presente dissertação é realizada como resultado da cooperação entre a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e o Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, colaboração que está inserida no projecto de investigação PRECASEISMIC [31]. O trabalho aqui desenvolvido propõe dar continuidade à investigação anteriormente realizada para o estudo do comportamento de ligações viga-pilar de betão prefabricado com juntas construtivas. Deste modo, o principal objectivo deste trabalho é a calibração de

¹O CAGR, *Compound Annual Growth Rate*, mede a taxa de retorno de um investimento durante um determinado período, o que equivale à medição do ganho anual uniformizado conseguido para um intervalo de anos.

um modelo numérico de uma ligação viga-pilar, com continuidade de armaduras e juntas construtivas entre os elementos prefabricados, através do *software* ATENA 2D [38], para posterior comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais. Através da modelação, será possível analisar o comportamento da ligação viga-pilar a elevados esforços transversos e momentos flectores, quando sujeita a um carregamento cíclico.

1.3 Organização da dissertação

O presente trabalho está organizado em sete capítulos, constituídos do seguinte modo:

Capítulo 1, onde se apresentam o enquadramento geral do tema e os objectivos que este trabalho se propôs;

Capítulo 2, que aborda o conceito de prefabricação e as suas vantagens e desvantagens como processo construtivo. Neste capítulo, é igualmente feita uma descrição dos tipos de sistemas estruturais que utilizam elementos prefabricados e dos tipos de ligações entre esses elementos;

Capítulo 3, que faz um resumo dos trabalhos de investigação anteriores, através da descrição dos ensaios experimentais realizados e dos resultados obtidos, bem como da descrição dos modelos numéricos desenvolvidos e respectivas conclusões;

Capítulo 4, no qual se aborda a metodologia da modelação numérica, a partir do *software* ATENA. Neste capítulo, são abordados os tipos de análises não lineares e as relações constitutivas dos materiais utilizados na modelação;

Capítulo 5, onde é descrito o processo de calibração do modelo numérico, para os parâmetros relativos às condições de apoio da estrutura, às características do betão e do aço e à definição das juntas de interface;

Capítulo 6, onde se procede à análise dos resultados dos modelos numéricos calibrados, fazendo a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, através da relação força-deslocamento e dos padrões de fendilhação;

Capítulo 7, onde se apresentam as conclusões relativamente à calibração do modelo numérico e aos resultados obtidos e onde se propõem possíveis desenvolvimentos futuros do tema.

Capítulo 2

Prefabricação de betão armado

2.1 Generalidades

O surgimento da prefabricação, a nível mundial, coincide com o desenvolvimento do betão armado, mas a sua aposta no mercado da construção dá-se, essencialmente, após a Segunda Guerra Mundial, impulsionada pela necessidade de reconstrução rápida, dada a escassez de habitação provocada pela destruição de edifícios, como exemplificado na Figura 2.1. Nesse contexto, a industrialização da construção surgiu como resposta à exigência da sociedade, dando-se o desenvolvimento da prefabricação de edifícios [24, 18]. Para dar resposta à carência habitacional, através da massificação de edifícios, rentabilizou-se a produção em série de elementos prefabricados através da mecanização das linhas de produção [24].



Figura 2.1: Edifícios destruídos em Inglaterra durante a Segunda Guerra Mundial. Adaptado de [37].

A história da prefabricação, abreviadamente, começa com os primeiros sistemas industrializados usados na construção de indústrias de pequenas dimensões, evoluindo para a construção de pequenos edifícios através da utilização de painéis prefabricados. Hoje, a prefabricação abrange todo o tipo de estruturas, como resultado do desenvolvimento da investigação e do progresso industrial [24].

A definição de prefabricação varia consoante a bibliografia especializada. Um produto de betão prefabricado pode ser definido como um elemento manufacturado em fábrica, que em conjunto com outras peças tornar-se-á parte de uma estrutura mais complexa. Esses elementos são produzidos em fábricas com equipamentos especiais, numa localização fixa [8]. Acrescenta-se que a prefabricação também resulta da escolha e utilização cuidadosa de matérias-primas e semi-produtos [1]. Para a montagem da estrutura em obra, a prefabricação implica o auxílio de equipamentos e dispositivos elevatórios [28]. Segundo [13], o betão prefabricado distingue-se sobretudo do betão *in situ* pela resposta à aplicação de cargas e aos efeitos de retracção do betão.

Na generalidade da bibliografia especializada, a ideia de prefabricação surge associada ao conceito de industrialização. A industrialização é uma forma de organização na qual se utiliza um conjunto de métodos e tecnologias que melhor integram os processos de procura, desenho, fabricação e construção e que estabelece um novo paradigma da organização do trabalho, como parte de um estágio de desenvolvimento da produção [9]. A industrialização define-se igualmente como um método que permite a organização dos processos através da repetição, caracterizado por graus predeterminados de uniformidade e continuidade executiva. Desta forma, a industrialização da construção é a passagem das técnicas industriais para a execução de obras [24]. Contudo, a utilização de elementos prefabricados não exige um sistema construtivo industrializado, assim como a construção industrializada não implica necessariamente a prefabricação.

Desde a Revolução Industrial, evento que transformou a organização social do trabalho, existe uma tendência para industrializar todos os desejos da realidade humana, incluindo, consequentemente, a industrialização não só do processo de construção em obra, como também a industrialização dos elementos estruturais e construtivos [9].

Abreviadamente, segundo [22], a prefabricação pode ser interpretada como:

- Uma intenção de simplificar a construção através do aumento da quantidade de trabalho produzido antes da montagem;
- Uma operação de montagem;
- Uma manifestação da industrialização;
- Um método de construção de betão armado;
- Um método construtivo industrializado, de produção em massa de elementos fabricados que serão montados em obra através de dispositivos de elevação;
- Uma forma de produção de elementos fora do local de montagem;
- Um tipo de construção cujos elementos são executados em série através dos métodos industriais modernos, em oficina ou fábrica.

O conceito transversal da prefabricação, nos diferentes significados que possui a partir da bibliografia especializada, pode ser definido como a produção de elementos estruturais e construtivos, preparados para serem montados fora do local de fabrico, cujos elementos prefabricados são definidos como tal quando produzidos em fábrica ou oficina, independentemente do grau de mecanização e de racionalização [9].

2.1.1 Vantagens

A escolha da utilização de elementos prefabricados resulta de uma ponderação de diversos factores que dependem de critérios subjectivos de quem produz a investigação, como o factor tempo, por exemplo, que condiciona e determina a opção por este tipo de processos construtivos. Um bom projecto estrutural que utilize elementos prefabricados tem um reduzido tempo construtivo quando comparado com a betonagem *in situ*, devido à automação e à optimização dos processos de fabrico. Contudo, a valorização que se dá à redução do tempo não é o único critério nem é o mais importante [18].

Como uma estrutura prefabricada é analisada abstractamente, sendo estudado individualmente cada um dos seus elementos, dando foco ao detalhe de todas as interligações, a produção assume um maior controlo e verificação da qualidade dos elementos produzidos. Por ser idealizada como um processo industrial, a prefabricação permite a inclusão das mais actualizadas técnicas de controlo de qualidade de processos [24].

Outras vantagens, que podem ter impacto na escolha de elementos em betão prefabricado, são uma maior atenção a todas as infraestruturas necessárias e que complementam o projecto estrutural, o que pode dispensar a abertura de roços; a possibilidade de uma maior simplificação dos processos construtivos; a redução da necessidade de cofragens e escoramentos no processo construtivo; a possibilidade de usar elementos mais esbeltos, dado que há maior controlo na produção de peças de betão armado; redução de mão-de-obra e melhoria na segurança no trabalho; menor condicionamento das condições climáticas no processo de construção; e menor impacto ambiental, dado o recurso a matérias-primas naturais para a produção do betão [36, 35].

Para perceber melhor as vantagens da utilização do betão prefabricado, pode-se fazer uma comparação com a solução correspondente à betonagem *in situ*. Entre o betão prefabricado e o betão realizado *in situ*, a principal distinção deve-se à qualidade que se obtém. Como o betão prefabricado é produzido em fábrica, a sua produção implica um maior controlo sobre as suas características mecânicas, enquanto o betão realizado *in situ* admite alguma indeterminação nas suas propriedades [9].

Relativamente ao prazo de uma execução de obra, e tendo em conta essa exigência, a prefabricação mostra uma das suas maiores vantagens, dado que

o tempo de montagem é inferior por comparação com a betonagem *in situ*, pois neste caso é necessário esperar que os elementos estruturais ganhem a resistência mecânica desejável para prosseguir com o processo construtivo. Ainda dentro do mesmo raciocínio, a prefabricação possibilita a produção dos elementos de betão em fábrica ao mesmo tempo que se iniciam os trabalhos de fundação no local de obra [24].

2.1.2 Desvantagens

Relativamente às desvantagens da escolha de elementos prefabricados, há um planeamento mais exigente na concepção e na montagem dos elementos estruturais. É preciso ter em conta que, se por um lado pode haver uma poupança de custos quando se opta por um sistema de montagem com elementos prefabricados, dado que se trata de um processo de automação que visa a optimização estrutural, também pode haver maiores custos e dificuldades no transporte de peças prefabricadas, bem como gastos adicionais, devido a condicionamentos técnicos, sobretudo na elevação e assemblagem dos elementos [36].

Uma das distinções entre o betão prefabricado e o betão realizado *in situ* é a descontinuidade do sistema através de juntas entre os elementos prefabricados [9]. Deste modo, para minimizar esta desvantagem no betão prefabricado, é determinante garantir que as ligações tenham um bom funcionamento para o comportamento global da estrutura, assegurando o monolitismo da mesma [34].

Segundo [27], uma fragilidade associada à utilização de estruturas prefabricadas é a resposta às acções sísmicas. Num levantamento geral de danos em acções sísmicas, para estruturas com elementos prefabricados, a deficiência na definição das ligações e o incumprimento das disposições construtivas são as razões principais para colapsos verificados em estruturas prefabricadas sujeitas à acção sísmica, mais especificamente a falta de ductilidade das rótulas plásticas na base dos pilares, ligações mal definidas e comportamento deficiente de diafragma rígido nos pisos [27].

É do domínio do senso comum achar-se que a inconveniência da prefabricação está na fragilidade das ligações entre os elementos estruturais, contudo, conforme [30], para determinadas ligações viga-pilar as estruturas prefabricadas de betão armado podem ter uma maior resistência aos sismos de grande intensidade, sem danos estruturais excessivos, quando comparadas com as estruturas betonadas *in situ*. Deste modo, dadas as vantagens e desvantagens dos elementos prefabricados, é inegável a importância das ligações nas estruturas prefabricadas e a preponderância no seu estudo para valorizar a aposta na prefabricação de elementos de betão armado.

2.2 Ligações

Num sistema prefabricado, o processo construtivo faz-se, sobretudo, pela ligação entre elementos estruturais, entre os quais surgem as juntas [33]. Definem-se juntas como todas as zonas de união entre elementos que possam restabelecer continuidade estática, térmica, acústica, estanquidade à água e ao ar, estética, etc. [23]. É necessário que as juntas assegurem, na construção por elementos prefabricados, a transmissão de esforços (solicitação estrutural) e a continuidade física entre os elementos (solicitação funcional) [9].

Por outro lado, define-se ligação como a interface de transmissão de esforços entre dois elementos contíguos prefabricados ou entre um elemento prefabricado e um elemento betonado *in situ* [33]. A função das ligações é possibilitar a interligação racional entre os elementos para formar uma estrutura com capacidade para resistir às forças actuantes e às acções indirectas, como retracção, fluência, movimentos térmicos, fogo, etc. Essa interligação deve permitir a transferência de forças entre as interfaces dos elementos para que a estrutura se comporte como um único sistema. A interacção existente entre os elementos deve garantir o comportamento desejado para os diferentes subsistemas (pisos, contraventamento, etc.) [5].

Uma condicionante importante para estruturas com elementos prefabricados é o transporte de peças com grandes dimensões. Para contornar essa dificuldade, é necessário dividir essas peças em elementos mais pequenos, havendo, deste modo, a necessidade de desenvolver mais ligações para garantir continuidade estrutural [12].

Para aproveitar as vantagens da construção de estruturas prefabricadas, é necessário definir uma localização adequada das ligações nos elementos estruturais. É usual definir as ligações nas extremidades dos elementos prefabricados, o que constitui os locais mais críticos para solicitações horizontais. Por outro lado, dentro do comportamento estrutural, a melhor localização para as ligações está nos locais menos esforçados, que também são os locais onde a execução das ligações se torna mais difícil e mais complexa. É também preciso ter em conta o número de ligações necessárias para montar a estrutura prefabricada, dado que este tipo de execução em obra tem influência na duração do processo construtivo. A definição das ligações deve ser standardizada para que a sua montagem seja a menos complexa possível, evitando a possibilidade de erro e aumentando a produtividade da execução [12].

De acordo com [20], para a concepção e dimensionamento de ligações é necessário garantir:

- A resistência mecânica adequada às solicitações aplicadas sobre a estrutura. Estas solicitações podem dever-se tanto às acções correntes, como às restrições de volume (diferenciais de temperatura e retracção do betão);

- A ductilidade apropriada para a possibilidade de grandes deformações;
- A durabilidade necessária para o tipo de classe de exposição e para a protecção à corrosão de elementos metálicos (envolvimento de betão, argamassa ou tratamento anti-corrosivo);
- Uma resistência ao fogo equivalente à das estruturas betonadas *in situ*;
- A estabilidade e o equilíbrio, não só quando se trata da estrutura definitiva, mas também quando se trata da montagem progressiva dos diferentes elementos.

As ligações, durante o dimensionamento, também são definidas para não permitir a fendilhação prematura do betão nas extremidades dos elementos, de tal modo que é necessário ter em conta as tolerâncias dimensionais, os requisitos de ligação e a executabilidade. As tolerâncias dimensionais podem ser condicionantes ao dimensionamento das ligações, dado que na montagem construtiva da estrutura podem existir desvios, que normalmente ocorrem nas zonas das ligações. Como tal, os ajustes necessários só serão possíveis se no projecto estiverem consideradas as devidas tolerâncias [1].

Ainda sobre a localização das ligações, é necessário ter em conta a importância que esta pode ter a nível do custo global do empreendimento, dado que a quantidade de ligações necessárias para definir a estrutura determina não só o número de operações de produção, como também aumenta a exigência de mão-de-obra especializada. Contudo, é necessário compreender que reduzir a quantidade de ligações implica a concepção de peças prefabricadas de maiores dimensões e que estas condicionam o processo de fabrico, transporte e montagem dos elementos [1].

2.2.1 Tipos de ligações

Em conformidade com [1], define-se o tipo de ligação entre elementos prefabricados tendo em conta uma variedade de parâmetros. A classificação das ligações pode ser feita do seguinte modo:

Esforços a transmitir:

- Força de compressão;
- Força de tracção;
- Força de corte;
- Momento flector;
- Momento torsor;
- Combinação de vários esforços.

Relativamente à rigidez de flexão das ligações e aos graus de liberdade admitidos, as ligações podem ser:

- Ligações articuladas: não transmitem momento flector por não haver rigidez de flexão. Quando o esforço axial só se transmite por atrito entre elementos, por não existirem elementos de fixação, podem denominar-se ligações simplesmente apoiadas;
- Ligações de continuidade total ou rígidas: estas ligações existem em estruturas monolíticas, permitindo a transferência do momento flector transmitido pela ligação. Não há deformabilidade por flexão;
- Ligações de continuidade parcial ou semi-rígidas: a transmissão de esforços de flexão é função da deformabilidade rotacional da ligação.

Também se podem definir as ligações pelos tipos de elementos a ligar:

- Ligação pilar-fundação;
- Ligação pilar-pilar;
- Ligação viga-pilar;
- Ligação viga-viga;
- Ligação viga secundária-viga principal;
- Ligação viga-laje;
- Ligação laje-laje;
- Ligação laje-pilar;
- Ligação de paredes/painéis.

Quando se trata de ligações pilar-fundação, exemplificadas na Figura 2.2, é necessário dimensionar as ligações, de modo a permitir a transferência de esforços provenientes dos pilares para as fundações. Para o caso de encaixe com cálice, a junção entre a fundação e o pilar é feita através do preenchimento de vazios, com argamassa com retracção controlada ou betão. No caso de ligações aparafusadas, as chapas de base ou cantoneiras são soldadas à armadura longitudinal do pilar, para posterior aparafusamento aos chumbadouros deixados nas bases das fundações [1].

As ligações pilar-pilar, exemplificadas na Figura 2.3, só devem ser executadas quando as estruturas estão totalmente apoiadas, dado que é importante garantir a estabilidade da estrutura para uma correcta montagem dos elementos prefabricados. A escolha do tipo de ligação é muitas vezes condicionada mais por considerações de montagem local do que pela resistência da estrutura [1].

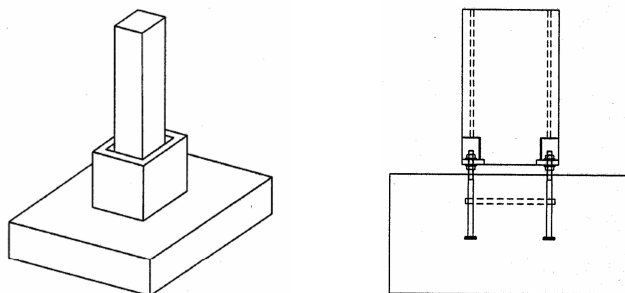


Figura 2.2: Exemplos de ligação pilar-fundação, com encaixe (esquerda) e aparafusada (direita). Adaptado de [5].

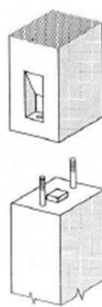
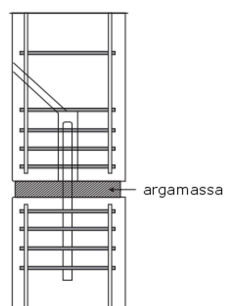


Figura 2.3: Exemplos de ligação pilar-pilar, com emenda (esquerda) e com parafusos (direita). Adaptado de [25].

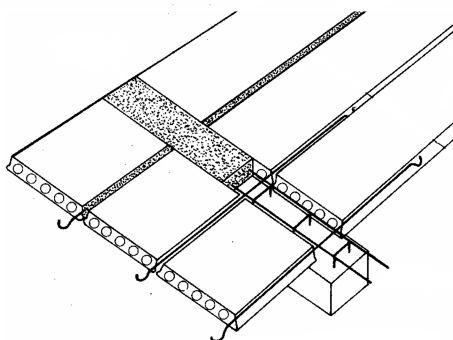


Figura 2.4: Exemplo de ligação laje-viga através de laje alveolar com amarração. Adaptado de [1].

A ligação laje-viga, como representado na Figura 2.4, permite que as cargas vindas da laje sejam transferidas para a viga.

Nas ligações viga-viga, representadas na Figura 2.5, é essencial assegurar que os dois elementos independentes se comportem como um único elemento, garantido uma ligação monolítica. Para o caso de ligação viga secundária-viga principal, o objectivo é que haja um ponto de descarga de uma força vertical resultante da viga secundária que não colapse o elemento receptor — a viga principal [1].

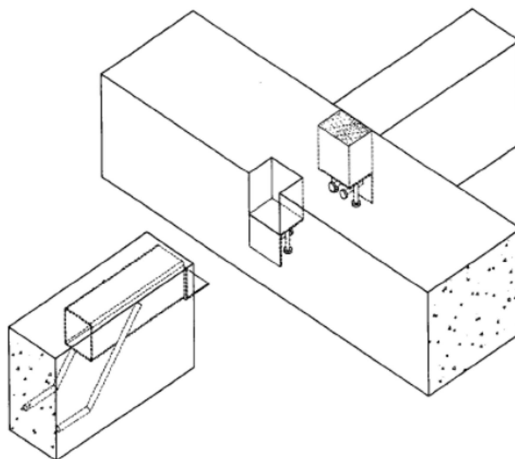


Figura 2.5: Exemplo de ligação viga-viga com armaduras em gancho. Adaptado de [1].

Relativamente ao processo de execução, as ligações podem ser:

- Ligações de continuidade betonadas em obra (na zona das emendas de armaduras);
- Ligações pré-esforçadas;
- Ligações coladas;
- Ligações aparafusadas;
- Ligações soldadas;
- Ligações de atrito;
- Ligações com ferrolho;
- Ligações mistas.

Como o objecto de estudo desta dissertação é a ligação viga-pilar, apresenta-se de seguida um esquema simplificado para as diferentes soluções para este tipo de ligação, proposto por [1]:

- Ligações sem continuidade;
 - Por consola curta de betão;
 - Por consola curta de betão com ferrolho;
 - Por consola curta de betão/aço com armaduras em gancho;
 - Por consola curta metálica;
 - Por consola curta metálica aparafusada;
 - Por consola curta metálica com armaduras em gancho;
 - Por consola curta metálica com chapas soldadas;
 - Por perfis de aço;
 - Por placa deslizante oculta;
 - Por chapas encaixadas ocultas;
 - Por consola curta: laje-parede.
- Ligações com continuidade;
 - Por chapas soldadas;
 - Por consola curta de betão e pré-esforço;
 - Por consola curta de betão e chapas aparafusadas;
 - Por consola curta de betão e armadura ordinária;
 - Por consola curta de betão e armadura com ligadores;
 - Interrupção de pilar e da viga com ligação por armaduras e betonagem *in situ*;
 - Por betonagem *in situ*;
 - Por chapas metálicas soldadas e com betonagem *in situ*;
 - Por pré-esforço;
 - Interrupção de pilar com ligação por armaduras;
 - Interrupção de pilar com ligação por pré-esforço;
 - Interrupção de pilar com ligação por varão roscado;
 - Interrupção de pilar com ligação por grampos roscados;
 - Interrupção de pilar com ligação por armaduras e betonagem do nó;
 - Por consola curta de betão e armadura.

Para as ligações sem continuidade, usuais em edifícios industriais com ligação asna-pilar e ligação de piso, a viga normalmente assenta sobre uma consola curta, saliente ao pilar, como representado na Figura 2.6. Entre a viga e a consola, permite-se uma distribuição de tensões de compressão no contacto entre interfaces através de uma camada de argamassa ou chapas metálicas. Para evitar o efeito da torção, sobretudo na fase da construção, é possível colocar ferrolhos embutidos na consola e aparafusados à viga, que também permitem a transferência de esforços axiais entre os dois elementos [16].

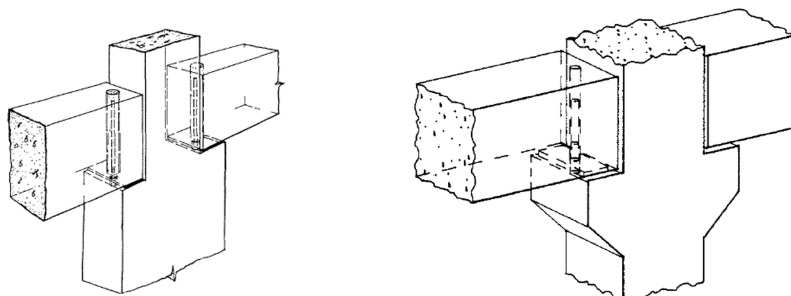


Figura 2.6: Exemplos de ligação viga-pilar sem continuidade, directamente sobre o pilar (esquerda) e assente sobre consola curta (direita). Adaptado de [1].

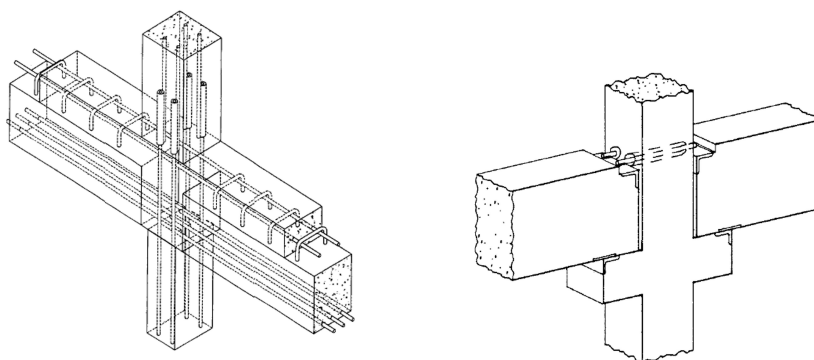


Figura 2.7: Exemplos de ligação viga-pilar com continuidade, com armaduras e betonagem *in situ* (esquerda) e com chapas aparafusadas e consola curta (direita). Adaptado de [1].

As ligações com continuidade dividem-se, essencialmente, em ligações com pré-esforço e em ligações com armaduras contínuas. Nas primeiras, o pré-esforço pode ser aplicado ao longo do pórtico ou apenas na zona das juntas. Quando aplicado ao longo do pórtico, a viga e o pilar são produzidos em fábricas e a ligação é pós-tensionada em obra. Em fábrica, é posta uma bainha de pré-esforço na viga e no pilar, condizente com o traçado dos cabos desejado. Desta forma, o pré-esforço aplicado é não aderente. Esta solução permite uma boa capacidade de dissipar energia, assim como reduzir a quantidade de armaduras na zona de ligação. Quando o pré-esforço é aplicado apenas na zona das juntas, a viga é apoiada na consola, e sobre os pilares faz-se uma betonagem, que confere um grau de monolitismo na estrutura, aplicando-se depois o pré-esforço nas barras de aço. Desta forma, garante-se não só a coesão da ligação, como também se controla melhor a fissuração da peça por retracção e variação de temperatura [16]. Um exemplo de uma ligação viga-pilar com pré-esforço é o que se encontra representado na Figura 2.8.

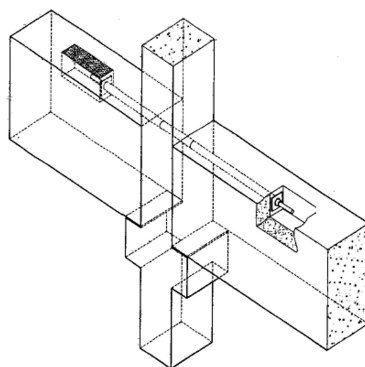


Figura 2.8: Exemplo de ligação viga-pilar por consola curta de betão e pré-esforço. Adaptado de [6].

No caso da ligação com armaduras contínuas, é possível ter soluções sem betonagem ou com betonagem em obra na zona da ligação. Uma solução sem betonagem, denominada “solução seca”, é feita através de emendas mecânicas que se situam na face do pilar, permitindo a continuidade da estrutura pelas armaduras superiores e inferiores envoltas em bainhas. Para evitar a corrosão da armadura, é injectada calda de cimento na bainha. Nas soluções com betonagem, designadas por “soluções húmidas”, apoiam-se as vigas sobre as consolas, ou directamente sobre os pilares, e garante-se a continuidade por sobreposição de armaduras, para depois se proceder à betonagem da ligação em obra [16]. Na Figura 2.7, pode-se ver um exemplo de uma “solução húmida”.

É possível fazer-se uma ligação viga-pilar na qual o pilar é interrompido, por oposição à interrupção da viga, como representado na Figura 2.9.

Segundo [16], as ligações com continuidade são as que oferecem melhor comportamento dúctil e tendem a ser as mais usadas em estruturas para zonas

sísmicas, quando comparado com as soluções sem continuidade.

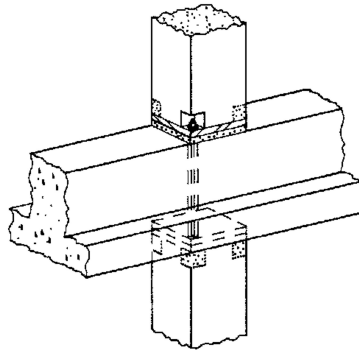


Figura 2.9: Exemplo de ligação viga-pilar com interrupção de pilar e varão roscado. Adaptado de [6].

Capítulo 3

Trabalhos de investigação anteriores

O tema da presente dissertação resulta da investigação feita no âmbito do projecto PRECASEISMIC. Este projecto investiga o comportamento dos elementos e das estruturas prefabricadas sob acções sísmicas, focando o seu interesse no desenvolvimento de ligações de elevado desempenho, com a colaboração do Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa e da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Os trabalhos de investigação efectuados, a partir do projecto PRECASEISMIC, propuseram-se dimensionar e verificar experimentalmente novas soluções para ligações de elementos de betão prefabricados, desenvolver métodos eficazes e otimizados para reproduzir resultados experimentais através de análises numéricas e contribuir para a formulação de normas estruturais para o dimensionamento otimizado dessas ligações. Dentro deste projecto de investigação, desenvolveu-se um sistema de ligação dissipativo híbrido de ligação parede resistente-fundação; estudou-se uma ligação pilar-fundação com varões salientes e embebidos na fundação; desenvolveu-se um sistema de ligação painel de fachada-estrutura; produziu-se um manual de dimensionamento sísmico de estruturas pré-fabricadas em betão armado; fez-se um estudo experimental do comportamento de ligações viga-pilar; e desenvolveu-se um estudo experimental e numérico de ligações prefabricados com armaduras contínuas.

Os trabalhos anteriormente efectuados foram desenvolvidos através de ensaios experimentais, numa primeira parte, e através de modelos numéricos, numa segunda. Para os trabalhos experimentais, faz-se referência às quatro fases de investigação que contribuíram para o desenvolvimento desta dissertação. As duas primeiras estudaram a influência das juntas no comportamento de ligações viga-viga, distinguindo-se estes trabalhos pelo tratamento e tipo de juntas que foram objectos de estudo. A terceira fase de investigação focou-se no estudo de ligações viga-pilar monolíticas sob acções cíclicas. Por fim, a quarta fase concilia os anteriores trabalhos, com o desenvolvimento de ensaios experimentais em ligações viga-pilar com diferentes tipos de juntas para acções cíclicas. A segunda parte da investigação, sobre os modelos numéricos, é relativa à simulação

numérica dos trabalhos experimentais anteriores, com utilização do *software* ATENA.

3.1 Trabalhos experimentais

Numa primeira fase de trabalhos experimentais, apresentada em [11], o objectivo principal da cadeia de ensaios efectuados foi estudar o comportamento de juntas de betonagem sujeitas a esforço transverso combinado com flexão, de modo a analisar a influência do efeito da flexão na resistência última de corte, devido ao deslizamento entre superfícies de betão de idade diferente. Para estudar o comportamento das juntas, optou-se por estudar vigas com estribos subdimensionados e vigas com estribos sobredimensionados. Desse modo, a investigação consistiu na betonagem de quatro vigas:

- Duas vigas monolíticas, $V1_{ref}$ e $V2_{ref}$, que serviram como vigas de referência para posterior comparação;
- Duas vigas, $V1p$ e $V2p$, betonadas em duas fases diferentes para simular o comportamento das estruturas prefabricadas com juntas de construção.

Todas as vigas tinham 5,0 m de comprimento, com secção transversal em I. Nas vigas $V1_{ref}$ e $V1p$, os estribos foram subdimensionados para que ocorresse rotura por corte, independentemente da zona, permitindo a verificação da influência das juntas construtivas. As vigas $V2_{ref}$ e $V2p$ adoptaram uma pormenorização de armadura para que a rotura se desse por flexão ou por corte na zona da junta.

Para o ensaio experimental, representado na Figura 3.1, as vigas foram dispostas sobre dois apoios deslizantes nas extremidades e um apoio fixo com continuidade. A junta de betonagem A foi feita na proximidade do apoio com continuidade, e a junta de betonagem B na proximidade do apoio deslizante. Optou-se por um ponto de aplicação de carga, de modo a provocar esforço transverso, em módulo, semelhante nos dois apoios, para que desta forma fosse possível analisar a influência do momento flector no apoio com continuidade. A carga aplicada pelo macaco hidráulico foi incremental, para permitir medições em cada intensidade de força.

Resumidamente, a fissuração na zona do apoio com continuidade, da viga de referência $V1_{ref}$, ocorreu para uma carga de 320 kN, e na viga prefabricada $V1p$, ocorreu para uma carga bastante inferior. Para a zona da junta B , relativamente à abertura de fendas, os valores de carga para as vigas $V1_{ref}$ e $V1p$ foram bastante próximos. Para justificar o comportamento distinto entre as duas zonas, A e B , em [11] afirma-se que uma possível exsudação na primeira junta poderá ter diminuído a resistência do material no banzo superior e que a heterogeneidade do betão também pode ter influência na diferença de capacidade resistente entre as referidas zonas. Para a rotura, o comportamento das vigas com estribos subdimensionados, $V1_{ref}$ e $V1p$, foi muito semelhante, tanto para o valor de carga como pela forma da rotura, como se pode ver pela Figura 3.2.

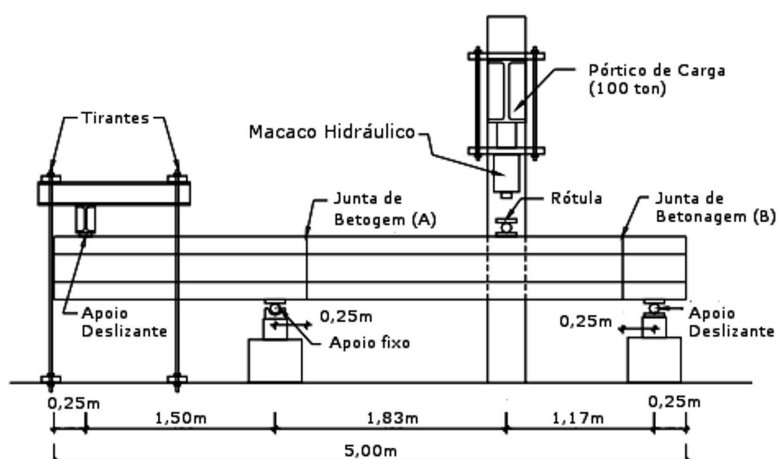


Figura 3.1: Dispositivo para realização da primeira fase experimental. Adaptado de [16].



Figura 3.2: Rotura da viga *V1ref* (esquerda) e viga *V1p*. Retirado de [16].

Para a viga *V2p*, com sobredimensionamento de estribos, o aparecimento de fendas na zona da junta A ocorreu antes do aparecimento das mesmas na zona do apoio de continuidade, tal como aconteceu na viga *V1p*. Notou-se que a fendilhação na zona da junta A, para a viga prefabricada, progrediu em direcção à alma, atingindo o banzo inferior, e, posteriormente, direccionou-se para o apoio. Este comportamento demonstrou a influência da junta de construção no comportamento da viga, dado que nas vigas de referência, *V1ref* e *V2ref*, as fendas direccionaram-se directamente para o apoio após terem atingido a alma da viga. O colapso na viga *V2ref* deu-se após a formação de duas rótulas plásticas localizadas na zona do apoio de continuidade e no ponto de aplicação da carga, caracterizando-se por esmagamento do betão no banzo superior e por danos na alma na zona de aplicação da carga. Para a viga *V2p*, o colapso deu-se por deslizamento na junta A, ao longo da alma e do banzo superior. No banzo inferior, a rotura deu-se por comportamento frágil, com uma inclinação iniciada na alma e dirigida para o apoio de continuidade, como se pode ver através da Figura 3.3.

Para estes ensaios, conclui-se que a presença da junta na viga *V1p* não é relevante, dado que a rotura é frágil por esforço transversal. Para as vigas *V2ref* e *V2p*, observa-se que a capacidade resistente, quando há sobredimensionamento



Figura 3.3: Rotura da viga $V2_{ref}$ (esquerda) e viga $V2_p$ (direita). Retirado de [16].

de estribos, é semelhante entre uma viga prefabricada e uma viga monolítica. No entanto, verifica-se que o comportamento na viga prefabricada apresenta menores características de ductibilidade.

Com o trabalho de investigação de [19], deu-se início a uma segunda fase de trabalhos experimentais. Esta fase teve como propósito continuar e aprofundar o estudo das ligações em elementos prefabricados, através da verificação do comportamento das vigas com adesivos nas juntas, com armadura de alma e com juntas inclinadas. Com esse intuito, foram betonadas quatro vigas, em duas fases distintas, para os ensaios experimentais:

- $V1$ - com quatro juntas verticais. Foram utilizados adesivos para as juntas construtivas;
- $V2$ - também com quatro juntas verticais. Com armadura de alma ao longo das juntas $J1$ e $J2$;
- $V3$ - com juntas inclinadas e sem tratamentos para melhorar o comportamento destas;
- $V4$ - semelhante à viga $V2$, mas com menor área de armadura longitudinal traccionada.

As vigas, como nos ensaios da primeira fase de investigação, mantiveram-se com uma secção em I com dimensões idênticas. Para simplificar a execução experimental, alteraram-se as condições de apoio para corresponder a uma viga bi-apoiada, como se pode ver pela Figura 3.4. O ponto de aplicação da carga foi feito a meio-vão. As juntas $J1$ e $J4$ encontravam-se próximas dos apoios e as juntas $J2$ e $J3$ na proximidade do ponto de aplicação da carga.

De forma resumida, os resultados da viga $V1$ permitiram concluir que todas as juntas tiveram um comportamento muito semelhante. As primeiras fissuras, que surgiram por flexão, ocorreram na proximidade das juntas $J2$ e $J3$. Com o incremento de carga, as fendas, que começaram no banzo inferior, atingiram a meia altura da alma, direccionando-se depois para a zona de aplicação da carga. Relativamente às juntas $J1$ e $J4$, estas comportaram-se de forma semelhante a

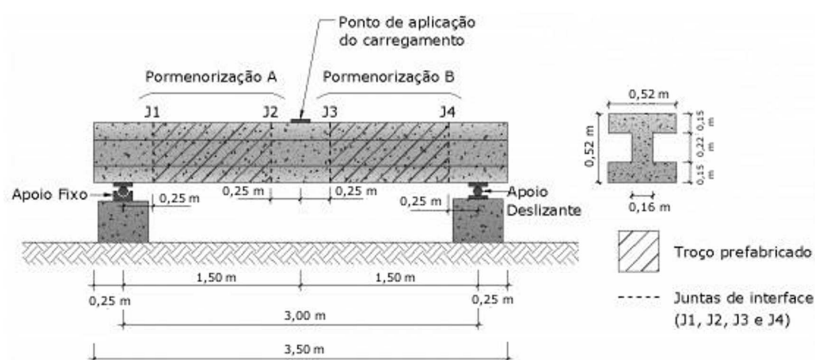


Figura 3.4: Dispositivo para realização da segunda fase experimental, relativo às vigas V1, V2 e V4. Adaptado de [16].

uma viga monolítica, com as fendas a ocorrerem na zona do apoio e, com alguma inclinação, a atravessarem as juntas.

Para a viga V2, a zona com armaduras de alma mostrou um comportamento semelhante ao de uma viga monolítica, com fendas verticais no banzo inferior por flexão, que se inclinaram na direcção da zona de aplicação da carga. No caso da zona sem armaduras de alma, a junta J3 teve influência no comportamento da fendilhação, com as fendas verticais por flexão a acompanharem a junta. Constatou-se que o comportamento da junta J3 da viga V2 foi muito semelhante ao da junta A da viga V2p, referente à primeira fase de investigação. Para a junta J4, o comportamento foi igual ao da viga V1, com as fendas a inclinarem-se na zona do apoio para a zona de aplicação da carga. Ao atravessar a junta, as fendas tiveram um pequeno desvio na sua inclinação, para depois retomarem a inclinação anterior quando atingiram o meio da alma. Para este ensaio, os ângulos de inclinação das fendas não foram simétricos, como sucedeu com a viga V1.

Na viga V3, na zona correspondente às juntas J1 e J2, as fendas iniciaram-se no banzo inferior com uma certa inclinação. Com o incremento de carga, a inclinação das fendas aumentou e estas dirigiram-se para a zona de aplicação de cargas, devido ao esforço transversal, atravessando a junta. Para a zona das juntas J3 e J4, verificou-se que as fendas se comportaram como numa viga monolítica, apresentando uma inclinação coincidente com as bielas de compressão, começando na zona do apoio para evoluírem na direcção da zona da carga de aplicação.

Para a viga V4, as fendas que resultaram do ensaio foram semelhantes às da viga V2.

Para a rotura nas vigas com juntas verticais, ocorreu a formação de rótula plástica na zona de aplicação da carga, mostrando sinais de esmagamento no banzo superior. Após o colapso, as vigas apresentaram pequenos escorregamentos na alma e mostraram superfícies de rotura inclinadas no banzo comprimido. Houve

também indícios de escorregamento na junta *J2* para a rotura da viga *V1*. Para a viga *V2*, houve deslizamento na junta *J3* (zona sem armadura de alma).

Para todas as vigas, o colapso dá-se por efeito dos esforços de flexão. Contudo, para o caso da viga *V3*, o ensaio terminou devido à destruição do betão e ao limite de capacidade do deflectómetro. Supõe-se que a viga *V3* poderia ter suportado uma maior deformação até se dar um colapso efectivo.

A viga *V4* mostrou as mesmas características de colapso da viga *V2*, mas com uma particularidade: o colapso da viga é acompanhado por rompimento de parte da armadura de flexão.

Na Tabela 3.1, está representado o resumo do comportamento das vigas ensaiadas na segunda fase experimental.

Viga	Pormen. A (J1 e J2)	Pormen. B (J3 e J4)	Carga de cedência [kN]	Carga máxima [kN]	Carga de rotura [kN]	Deform. máxima a 1/2 vão [mm]	Ductibilidade
V1	Cola estrutural ICOSIT K101	Cola estrutural SIKALATEX	650,0	745,0	725,0	88	Normal
V2	Armadura de alma	Sem armaduras de alma	685,0	718,0	710,0	42	Reduzida
V3	Juntas inclinadas	Juntas inclinadas	685,0	807,0	804,0	95	Normal
V4	Armadura de alma	Sem armaduras de alma	560,0	660,0	645,0	95	Normal

Tabela 3.1: Resumo dos resultados da segunda fase experimental. Adaptado de [16].

Após os ensaios, pôde-se concluir que, mesmo na presença de colas estruturais, a existência de juntas de construção produz fendilhação precoce. Observou-se que a presença de armadura na alma permite uma melhoria relativamente à fendilhação e à ductibilidade, assemelhando-se ao comportamento de uma viga monolítica. Finalmente, independentemente da inclinação da junta inclinada, quer esta esteja paralela, quer esteja perpendicular às bielas de compressão, a sua capacidade resistente não é afectada, a fendilhação ocorre de uma forma “normal” e a ductibilidade é equivalente à de uma viga monolítica.

Numa terceira fase de investigação, com ensaios experimentais apresentados em [3], fez-se o estudo do comportamento e reforço de ligações monolíticas viga-pilar às acções sísmicas. Dessa forma, realizou-se um conjunto de ensaios quasi-estáticos para analisar a zona crítica da viga sob acções cíclicas. Para esse fim, usou-se um modelo de referência, no qual foram assumidas simplificações que tiveram em conta a posição do ponto de momentos nulos quando a ligação está sujeita a cargas verticais e quando está sujeita a cargas gravíticas. Com base nessas considerações, admitiu-se uma redução de um pórtico para consola com um terço de vão da viga, como se pode observar pela Figura 3.5. Como o intuito

do ensaio era a análise do comportamento da viga, o pilar foi substituído por um bloco rígido para garantir o encastramento da mesma. Dadas as limitações do sistema de ensaio, a viga foi ensaiada na posição vertical.

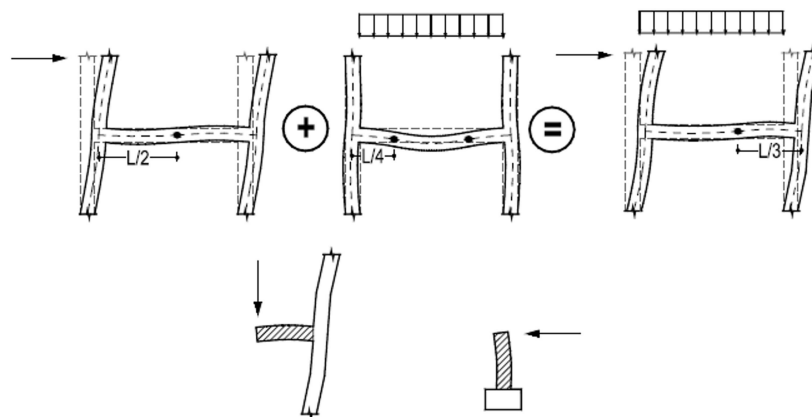


Figura 3.5: Definição e simplificação do modelo experimental. Adaptado de [3].

A geometria do modelo consistiu numa viga à escala real, com 1,50 m de vão, e com uma secção transversal em T. Na Figura 3.6 apresenta-se a geometria do modelo experimental.

O ensaio fez-se com uma história de deslocamentos alternados por recomendação do ECCS¹. Este procedimento consiste na aplicação de deslocamentos alternados relativos ao deslocamento de cedência. Inicialmente, a aplicação dos deslocamentos é feita a partir de um ciclo completo para cada fracção do deslocamento de cedência, sendo depois aplicados três ciclos completos de amplitude equivalente a cada um dos múltiplos do deslocamento de cedência [4]. O início da história de deslocamentos alternados, relativo ao deslocamento de cedência, δ_y , escreve-se da seguinte forma:

$$\frac{1}{4}\delta_y, \frac{1}{2}\delta_y, \frac{3}{4}\delta_y \text{ e } \delta_y$$

A Figura 3.7 representa um tipo de passo de carga posterior à fase inicial da história de deslocamentos, que consiste na repetição de três ciclos completos para cada múltiplo do deslocamento de cedência, como apresentado na seguinte forma:

$$\pm 1,0\delta_y, \pm 2,0\delta_y, \pm 3,0\delta_y, \pm 4,0\delta_y, \pm 5,0\delta_y, \pm 6,0\delta_y, \pm 7,0\delta_y \dots$$

Sobre os resultados para o modelo sujeito ao ensaio cíclico alternado, a viga

¹European Convention for Constructional Steelwork - O procedimento experimental para o historial de deslocamentos alternados encontra-se em *Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads* (1985).

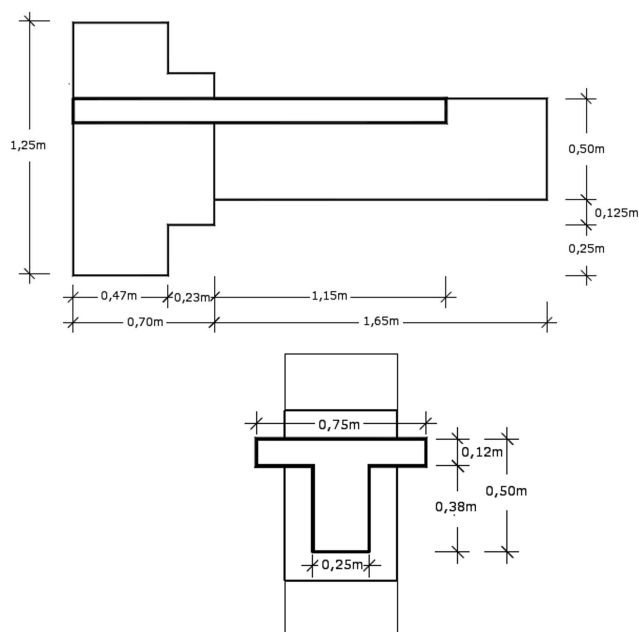


Figura 3.6: Geometria do modelo experimental com vista lateral (esquerda) e em vista da secção (direita). Adaptado de [3].

apresentou uma resistência e rigidez menores, para a flexão na direcção “fraca”, correspondente à tracção nas armaduras inferiores, como se pode ver pela Figura 3.8.

Para a relação força-deslocamento do modelo ensaiado, houve inicialmente uma degradação suave da rigidez devido à fendilhação na zona traccionada do betão, constatando-se em seguida uma redução acentuada após a cedência das armaduras traccionadas. Com a continuação do ensaio, verificou-se a existência de deformações residuais devido à fendilhação do betão e da plastificação das armaduras. Mais adiante, para a inversão de carga, registou-se a perda de

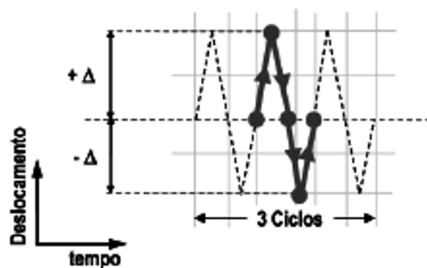


Figura 3.7: Tipo de passo de carga para ensaio cíclico alternado. Adaptado de [3].

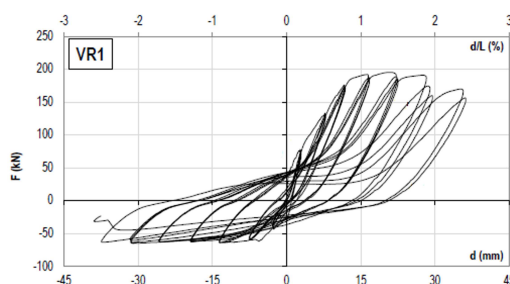


Figura 3.8: Diagrama força-deslocamento do modelo experimental. Adaptado de [3].

rigidez da ligação devido ao facto de a tracção das armaduras inferiores não ser suficiente para comprimir as armaduras superiores e fechar as fendas na zona do banzo. Ao dar-se a inversão de carga, e dado que as fendas permaneceram abertas, não se observou o estreitamento do diagrama devido ao aumento da rigidez. Este fenómeno (*Pinching*) é bastante evidente nos ciclos de carga na direcção “forte”. Para o carregamento nesta direcção, verificou-se o fecho das fendas na face inferior e o aumento da rigidez, que implica o estreitamento do diagrama. Posteriormente, atingiu-se o ponto de deformação máxima de uma forma suave devido à degradação da rigidez e da resistência da viga. Com os sucessivos ciclos de carga-descarga, e com a alternância entre a reabertura e fecho das fendas, agravou-se a degradação do betão, a aderência das armaduras e o aumento das fendas, conduzindo à perda da rigidez e o estreitamento do diagrama força-deslocamento. Com a continuação do ensaio, observou-se a degradação da zona de compressões e o progressivo descasque do recobrimento na face inferior da viga. Numa fase mais avançada, observou-se a encurvadura progressiva das armaduras inferiores, sujeitas à compressão, e a rotura de um varão correspondente à flexão na direcção “fraca” da viga. Finalmente, o ensaio conduziu a uma rotura da viga para momentos positivos na direcção “fraca”.

Numa quarta fase de investigação com trabalhos experimentais, apresentada em [34], aproveitando o estudo das juntas nas ligações viga-viga, relativo ao trabalho de [11], e os ensaios à ligação viga-pilar sujeita à acção cíclica, relativos ao trabalho de [3], desenvolveram-se ensaios experimentais para acções cíclicas para aquele tipo de juntas em ligações viga-pilar.

O trabalho experimental desenvolvido resultou do estudo de quatro ligações viga-pilar prefabricadas. Para cada ligação, a viga era composta por duas fases de construção diferentes, separadas por uma junta de ligação. A junta consistia na ligação entre os betões de diferentes fases construtivas e na ligação ao longo da laje.

Tanto a viga V1 como a viga V2 foram construídas com uma junta vertical a 22 cm do maciço do pilar. Estas vigas distinguiram-se pela presença de armadura longitudinal na alma da viga V2. A viga V3 foi dimensionada com uma junta

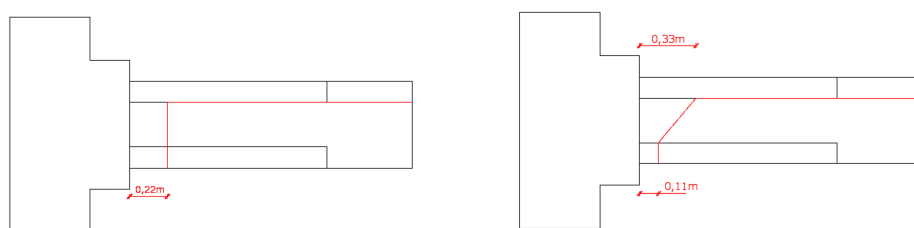


Figura 3.9: Geometria e localização das juntas de interface para as vigas V1,V2 e V4 (esquerda) e V3 (direita). Adaptado de [34].

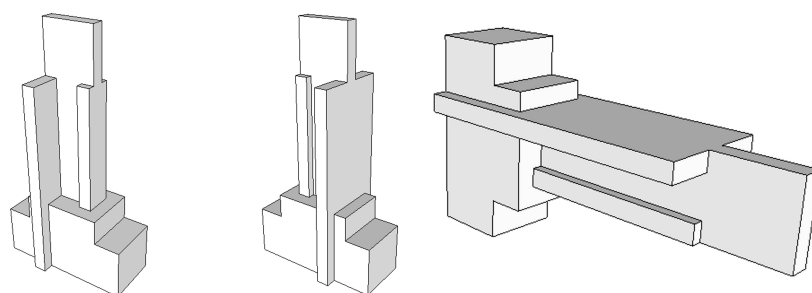


Figura 3.10: Geometria tridimensional do modelo viga-pilar. Retirado de [34].

inclinada de $49,8^\circ$, a começar no banzo inferior à distância de 11 cm do maciço do pilar. A viga V4 é idêntica à V1, mas foi ensaiada para um protocolo com cargas gravíticas, enquanto as restantes vigas foram ensaiadas para ensaios cíclicos alternados. A Figura 3.9 representa a geometria das juntas nos modelos ensaiados.

Optou-se por uma secção transversal em I na viga a estudar, de modo a aumentar o esforço transversal combinado com momento flector, para conseguir um modelo geometricamente semelhante ao das vigas ensaiadas em [3], que servisse conjuntamente para comparar com ensaios apresentados em [11].

Para os últimos 50 cm, a secção transversal da viga é rectangular de modo a permitir a ligação ao actuador, como se pode ver na Figura 3.10.

Sobre a instrumentação, as armaduras foram monitorizadas através de extensómetros, colocados durante a fase da betonagem. Para os deslocamentos relativos da viga, foram colocados deflectómetros com o intuito de medir os deslocamentos horizontais e as curvaturas nas secções da rótula plástica, de medir o deslocamento imposto na zona do actuador e de medir o deslocamento vertical da estrutura.

Apresentam-se de seguida os resultados experimentais relativos à viga V1, por ser a viga que serviu para a modelação da ligação viga-pilar da presente dissertação,

através das Figuras 3.11, 3.12 e 3.13.

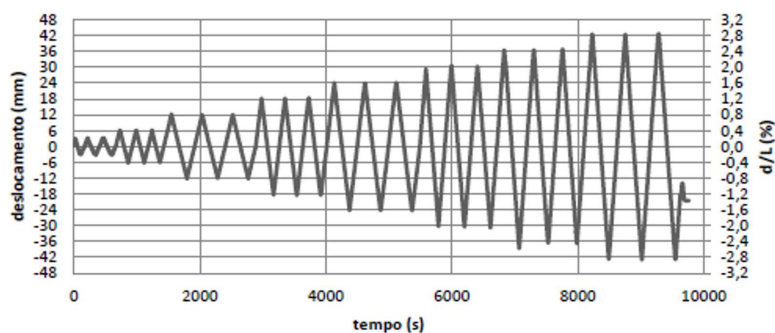


Figura 3.11: Diagrama do deslocamento imposto para o ensaio cíclico alternado. Retirado de [34].

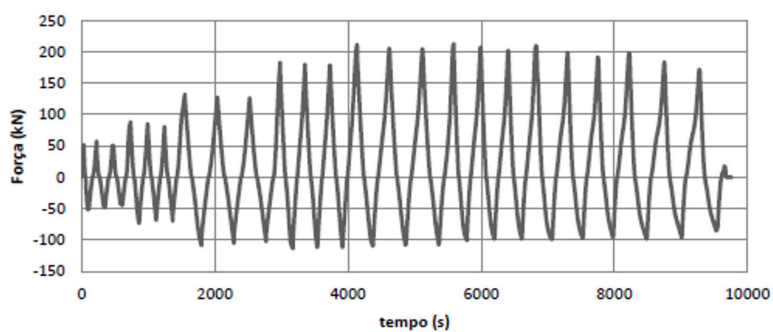


Figura 3.12: Diagrama da força imposta para o ensaio cíclico alternado. Retirado de [34].

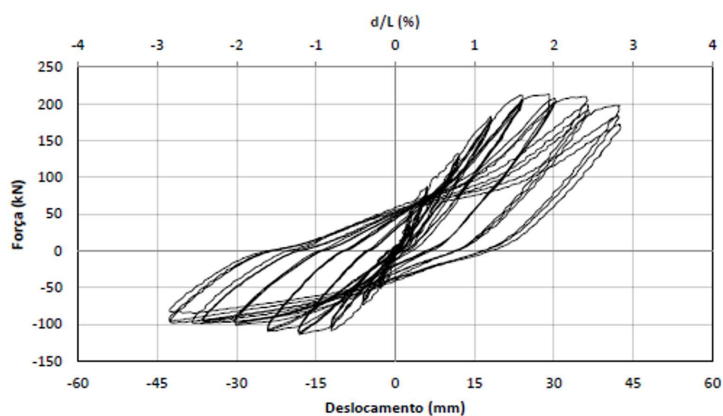


Figura 3.13: Diagrama força-deslocamento resultante do ensaio cíclico alternado. Retirado de [34].

Relativamente aos resultados experimentais, segundo [34], fez-se notar que a capacidade resistente da estrutura ensaiada é diferente para as duas direcções. A força máxima para os momentos negativos foi de 212,6 kN, para um deslocamento de 30 mm, e para os momentos positivos foi de 113,32 kN, para um deslocamento de 18 mm. A cedência para momentos negativos verificou-se no deslocamento correspondente aos 24 mm, enquanto na outra direcção deu-se aos 12 mm. Outra particularidade que se observou, foi que a estrutura entra no regime pós-cedência para a direcção relativa aos momentos positivos e que na direcção contrária esta encontra-se ainda na fase elástica.

Para o deslocamento inicial de 3 mm, a rigidez em ambas as direcções é muito semelhante. A diferença de rigidez dá-se a partir do deslocamento de 6 mm. Sobre a rigidez no pós-cedência, a perda é maior e mais acentuada na direcção dos momentos positivos por haver maior dano do banzo inferior. A fendilhação na estrutura surge logo para o deslocamento inicial, na direcção dos momentos negativos surge principalmente na laje e na direcção contrária aparece no banzo inferior e na zona da alma da viga. Para o ciclo que impõe deslocamento de 6 mm, as fendas aparecem igualmente na alma para os momentos negativos. É referido em [34] que a distribuição das fendas é perturbada pela presença da junta, dado que a fendilhação segue uma orientação vertical na proximidade da mesma, em vez de uma orientação inclinada, como é normal para elementos monolíticos. Os varões de 8 mm localizados no banzo inferior foram encurvados por compressão para o deslocamento de 36 mm. A partir dos 42 mm, aqueles varões entram em rotura na direcção dos momentos positivos, levando a uma evidente degradação do banzo inferior e provocando o início da perda de capacidade resistente da viga. O ensaio terminou quando a capacidade de carga atingiu uma perda de 15%, correspondendo a 180 kN, na direcção dos momentos negativos. No final, observou-se que, apesar de a perda da capacidade resistente se ter dado na direcção dos momentos negativos, esta foi influenciada pela degradação provocada na direcção contrária, e fazendo-se igualmente notar que a presença da junta limitou a zona deteriorada de betão.

3.2 Trabalhos de modelação numérica

Finalizada a parte da investigação relativa aos ensaios experimentais, iniciou-se uma segunda que consistiu no desenvolvimento de modelos numéricos para o estudo das ligações e das juntas entre elementos prefabricados. Esta parte baseia-se na simulação numérica dos ensaios experimentais anteriormente efectuados e iniciou-se com uma calibração dos parâmetros que caracterizam o comportamento dos materiais, para depois se efectuar um estudo mais aprofundado sobre a influência das juntas nas ligações, evitando a necessidade de novos ensaios experimentais, dispendiosos e mais lentos.

O objectivo do trabalho desenvolvido por [16] consistiu em representar numericamente os ensaios da primeira e segunda fases. Como tal, efectuou-se um estudo numérico de ligações entre elementos prefabricados quando sujeitos

a esforço transversal e momento flector elevados, procedendo-se depois a uma comparação com resultados experimentais, através da calibração de alguns dos parâmetros do modelo.

O trabalho consistiu na simulação numérica, através do *software* ATENA, de oito vigas: quatro delas referentes à primeira fase de investigação com ensaios experimentais - *V1ref*, *V2ref*, *V1p* e *V2p* -, desenvolvida em [11], e as restantes referentes à segunda fase de investigação - *V1*, *V2*, *V3* e *V4* - apresentada em [19].

Para a simulação numérica, relativamente às malhas de elementos finitos, adoptaram-se dimensões de 0,05 m para a viga *V3* e de 0,10 m para as restantes vigas. A escolha foi feita após uma análise de sensibilidade da malha, na qual se efectuou uma variação da dimensão da mesma, analisando-se depois o comportamento da viga. A análise de sensibilidade fez-se com a viga *V1*, e os resultados obtidos encontram-se na Figura 3.14.

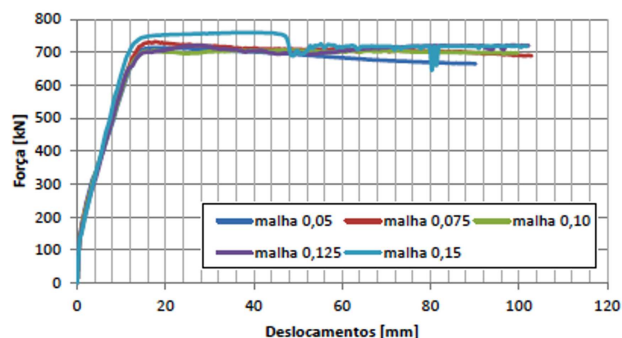


Figura 3.14: Análise de sensibilidade da malha para *V1*. Adaptado de [16]

Concluiu-se que a malha de 0,05 m é a que traduz melhores resultados, visto que quanto menor a dimensão do elemento finito maior será a sua precisão. Contudo, a redução da malha implica um tempo de análise mais longo. A análise da viga *V1* com malha de 0,05 m demorou 3 a 4 dias. Para um trabalho que consiste na simulação numérica de diversas vigas, a duração de cada análise com aquela malha é excessiva. Desse modo, optou-se por malhas de elementos finitos com 0,10 m de dimensão. A excepção é feita para a viga *V3*, na qual se adoptou uma malha de 0,05 m, uma vez que a existência de juntas inclinadas exige uma maior discretização.

Para a ligação entre as armaduras e o betão, optou-se por uma ligação perfeita, admitindo que não há escorregamento entre os dois corpos e que a deformação do betão é acompanhada pelo aço.

Sobre o modelo de abertura das fendas, optou-se pelo *Rotated Crack Model*, em detrimento do *Fixed Crack Model*. O parâmetro que permite escolher o tipo de

modelo é o *Fixed Crack Model Coefficient*, que varia entre 0 e 1. O coeficiente 0 corresponde ao *Rotated Crack Model* total e o 1 corresponde ao *Fixed Crack Model*. Por recomendação do software ATENA, quando se pretende utilizar o *Rotated Crack Model*, o parâmetro deve ser 0,5. Este valor significa que a direcção da fenda é fixada de modo a que a tensão de amolecimento corresponda a 0,5 vezes a resistência à tracção do betão [39]. Os parâmetros *Fixed Crack Model* e *Rotated Crack Model* serão aprofundados no Capítulo 4.

Confirmou-se numericamente que a presença de juntas de interface influencia o comportamento das peças analisadas, visto que as juntas apresentam uma resistência à tracção inferior à resistência das restantes partes da viga.

Para as vigas *V1p* e *V2p*, os modelos numéricos tiveram um comportamento aproximado ao dos resultados experimentais. Contudo, numa das juntas da viga *V2p*, deu-se o deslizamento entre as interfaces, como seria expectável, mas apenas para a alma da viga, acompanhada da rotura do banzo comprimido. Exceptuando este aspecto, concluiu-se que os resultados numéricos representam bem o comportamento estrutural durante o ensaio.

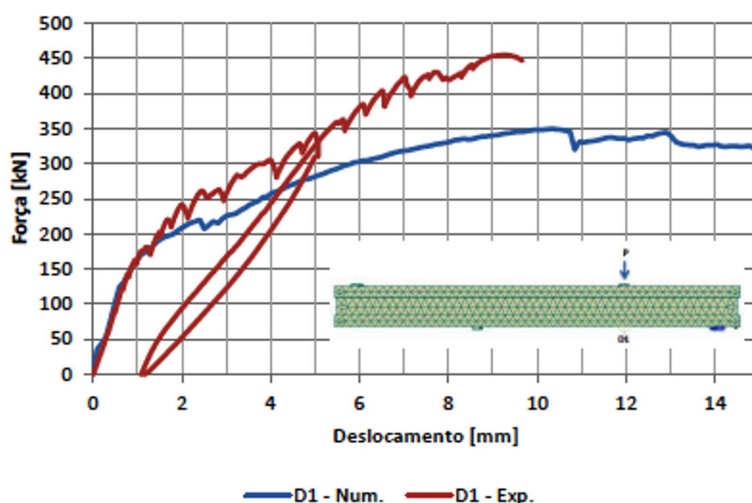


Figura 3.15: Resultados numéricos para *V1p*. Retirado de [16]

Para os modelos que incluíam armaduras de alma, *V2* e *V4*, e para os resultados numéricos extraídos da análise, deduziu-se que a presença daquela solução permite contrariar o deslizamento nas interfaces. Esta conclusão resulta do facto de se ter variado o diâmetro das armaduras de alma e, consequentemente, se ter reduzido a importância do deslizamento nas juntas.

A viga com juntas inclinadas, *V3*, apenas permitiu deslizamento numa delas. Observou-se que houve dificuldades em transferir o esforço transversal ao longo da alma. Relativamente à análise numérica, a viga apresentou problemas de

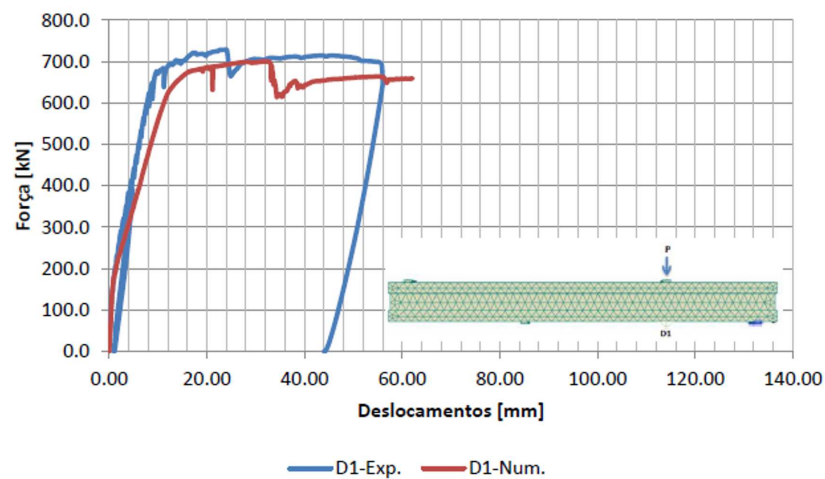


Figura 3.16: Resultados numéricos para V2p. Retirado de [16]

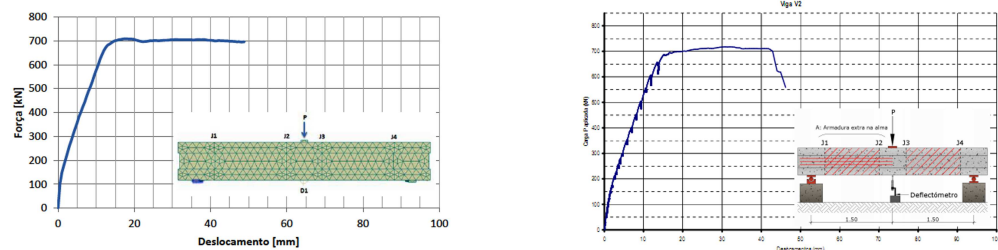


Figura 3.17: Comparação de resultados numéricos para V2 (esquerda) com resultados experimentais (direita). Retirado de [16].

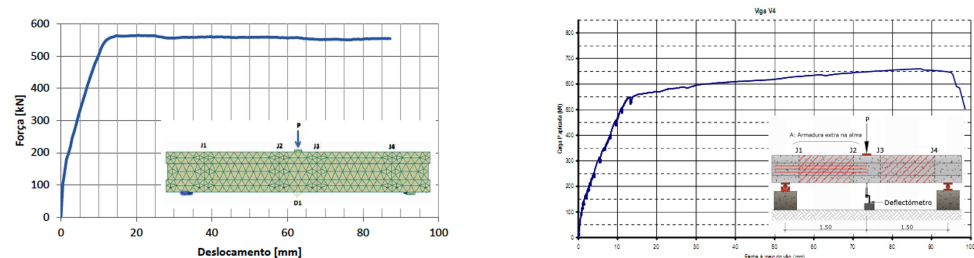


Figura 3.18: Comparação de resultados numéricos para V4 (esquerda) com resultados experimentais (direita). Retirado de [16].

convergência devido à geometria singular e à superfície de contacto entre interfaces.

Após a obtenção dos resultados, fez-se uma variação de alguns parâmetros para a viga V1p, com o intuito de compreender a influência destes na simulação

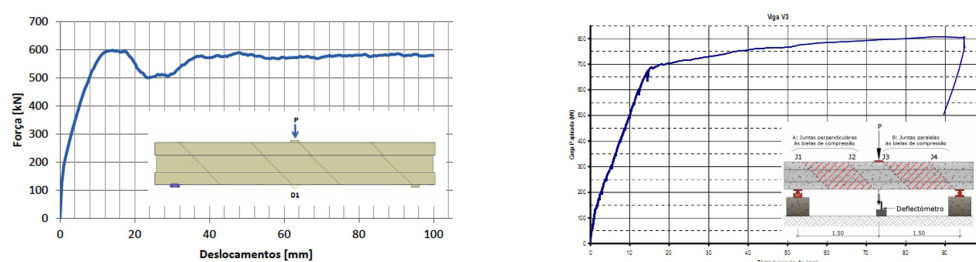


Figura 3.19: Comparação de resultados numéricos para V3 (esquerda) com resultados experimentais (direita). Retirado de [16].

numérica. Sobre a energia da fractura, optou-se por alterar a máxima dimensão do agregado de 16 mm para 32 mm. Esta alteração fez aumentar a carga de rotura de 350 kN para 384 kN, que corresponde a uma diferença de 8,9%. Com a variação da energia da fractura, confirmou-se que este parâmetro pode influenciar os resultados numéricos e que, por isso, é necessário uma especial atenção na sua definição. No Capítulo 4, o conceito da energia da fractura será abordado com melhor detalhe. Sobre o modelo da abertura das fendas, para o *Fixed Crack Model Coefficient* variou-se de 0,5 para 1, que passa do *Rotated Crack Model* para o *Fixed Crack Model*.

Para a parametrização da viga V1, optou-se por aumentar os passos de cálculo, e por variar a resistência à tracção e o coeficiente de atrito das juntas de interface. Relativamente aos passos de cálculo, alterou-se de 200 *steps* para 1000 *steps* e concluiu-se que, apesar da aproximação aos resultados experimentais, a melhoria não é relevante. Sobre a resistência à tracção e o coeficiente de atrito, alteraram-se os valores de 0,5 para 0,7, resultando numa melhoria significativa nos resultados, dado que o erro relativo entre a carga de rotura para a parametrização do modelo e os resultados experimentais foi inferior a 1%.

Também se concluiu que a opção *Fixed Crack Model*, para o comportamento da fenda no betão, tem piores resultados quando comparada com a opção *Rotated Crack Model*, visto que a carga de rotura é inferior ao valor esperado. Sobre a interface, o valor da resistência à tracção recomendado pelos manuais do *software* é exageradamente conservador.

Finalmente, da comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, em [16] conclui-se que o *software* ATENA 3D permite prever o comportamento global das estruturas, mas sugere que a utilização do *software* se faça com o acompanhamento de ensaios experimentais, dado que há parâmetros que são escolha do utilizador e que podem influenciar bastante os resultados da análise.

Numa fase posterior da investigação, apresentada por [17], realizou-se um modelo numérico para o ensaio cíclico da ligação viga-pilar com juntas verticais, cujo

ensaio experimental está apresentado em [34], através dos *softwares* ATENA 2D e ATENA 3D. A análise desta ligação apresentou dificuldades, não só porque os resultados numéricos não foram próximos dos resultados experimentais, como porque o tempo da análise foi exageradamente longo.

Pela Figura 3.20, é possível confirmar um excesso de rigidez do modelo numérico, quando comparado com o comportamento do ensaio experimental. O modelo numérico termina antes do esperado, com um colapso prematuro da estrutura, suportando apenas um deslocamento imposto de 16 mm, quando experimentalmente a ligação suportou 42 mm.

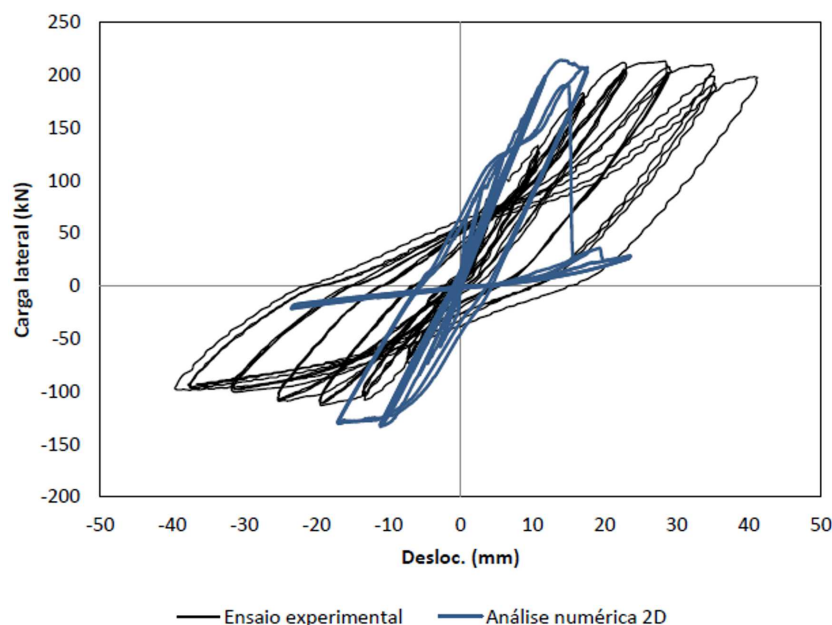


Figura 3.20: Comparação entre resultados numéricos em ATENA 2D e resultados experimentais. Retirado de [17].

Após uma comparação de resultados entre o ATENA 3D e o ATENA 2D, determinou-se que este apresentou melhores resultados, mesmo que distantes dos resultados experimentais. Em [17], conclui-se que a discrepância entre resultados numéricos e experimentais deveu-se às dificuldades do *software* para simular o ciclo de abertura e fecho das fendas ao longo da análise.

Pela Figura 3.20, é possível observar que a rigidez do modelo numérico é superior à rigidez do ensaio experimental. Como tal, pode-se assumir que o encastramento perfeito definido para o modelo terá influenciado os resultados, afastando-os do ensaio experimental, e que a solução pode passar pela substituição daquela condição de apoio por uma que seja mais flexível. Este assunto será abordado, com mais pormenor, no Capítulo 5.

Capítulo 4

Modelação

4.1 Modelação em *software* ATENA

O *software* ATENA (*Advanced tool for engineering nonlinear analysis*) foi desenvolvido para simular o comportamento de estruturas de betão armado, incluindo os fenómenos de fendilhação, e é utilizado na resolução de problemas de engenharia civil, através do método dos elementos finitos na análise não linear de estruturas. Este programa é especificamente desenvolvido para simular o comportamento do betão e permite determinar, satisfatoriamente, modelos de regiões de descontinuidade de betão armado [32]. Para além disso, utiliza igualmente a análise numérica para simular o contacto entre dois materiais, dado que possui elementos de interface baseados nos modelos de Mohr-Coulomb.

A generalidade dos *softwares* comerciais, que utilizam o cálculo com elementos finitos, divide-se em três partes essenciais:

- Pré-processamento, onde se define a geometria do modelo, os tipos de apoio, as acções externas, o tipo de malha e a dimensão dos elementos finitos, os parâmetros que descrevem os materiais e o método de análise;
- Processamento, etapa em que se realiza a análise computacional e se faz o acompanhamento em tempo real do desenvolvimento das forças, das deformações e da fendilhação da estrutura;
- Pós-processamento, que permite consultar e exportar graficamente os resultados da análise.

A definição geométrica da estrutura é feita através dos macroelementos, e estes são definidos por pontos, linhas e superfícies. Para cada um dos macroelementos atribui-se as propriedades e os parâmetros físicos dos materiais condizentes com as suas características constitutivas.

Depois da definição geométrica, escolhe-se o tipo de elementos finitos. Para as malhas de elementos finitos, é dado a escolher entre malha quadrilateral, triangular e mista. A geração das malhas é feita automaticamente pelo *software*,

e é feita para cada macroelemento individualmente. No contacto entre os diferentes macroelementos e entre os macroelementos e a armadura, é feita uma compatibilização da malha.

4.2 Análise não linear

Na análise não linear, não há proporcionalidade entre a carga aplicada e o deslocamento do corpo. Segundo [1], há três factores que induzem o comportamento não linear de uma estrutura:

- Não linearidade geométrica, em que, para deslocamentos grandes, as equações de equilíbrio não podem ser escritas com base na posição indeformada da estrutura, e, deste modo, as componentes de deformação não são proporcionais às derivadas dos deslocamentos;
- Não linearidade física, em que a relação constitutiva tensão-deformação não é linear;
- Presença de contacto entre elementos, que assume a variação ao longo do tempo das condições de interacção entre corpos.

Uma análise não linear assume que os comportamentos físicos e geométricos não são lineares. Para estruturas que se aproximam da rotura, essa afirmação é verdadeira, visto que as características geométricas iniciais, devido às deformações da geometria da estrutura, deixam de ser válidas, e porque, para grandes cargas, deixa de existir proporcionalidade relativamente ao deslocamento provocado.

4.2.1 Procedimentos na resolução de análises não lineares

Método de Newton-Raphson

Em análises não lineares, este método, representado na Figura 4.1, permite obter a força aplicada à estrutura a partir de um deslocamento imposto e reciprocamente, a partir de um processo iterativo. Depois de uma aproximação inicial a uma função, através de um determinado ponto do domínio, calcula-se a recta tangente nesse ponto e a intersecção dessa recta com o eixo das abcissas, obtendo-se uma aproximação à função que define o comportamento da estrutura. O processo é repetido de forma iterativa até se encontrar a posição de equilíbrio.

O incremento de deslocamentos e forças residuais é determinado a partir de uma análise passo a passo, na qual a Equação 4.1 representa as forças que não se encontram em equilíbrio durante o incremento de carga [38].

$$K(\underline{p}_{i-1}) \Delta \underline{p}_i = \underline{q} - f(\underline{p}_{i-1}) \quad (4.1)$$

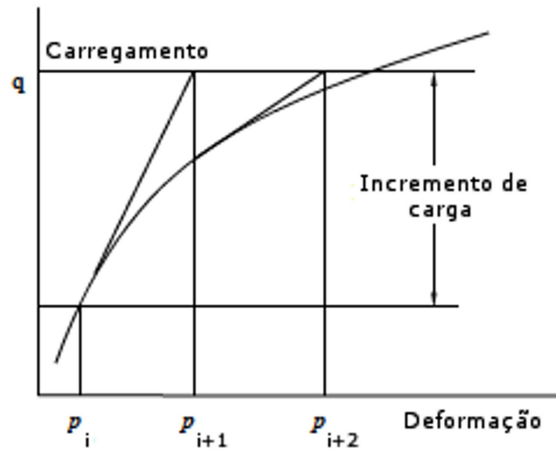


Figura 4.1: Método de Newton-Raphson. Adaptado de [38].

Onde,

$K(\underline{p})$ - matriz de rigidez que relaciona os incrementos de carga com os incrementos de deformação;

\underline{p} - valor da deformação anterior ao incremento de carga;

$\Delta \underline{p}$ - incremento de deformação correspondente ao respectivo incremento de carga;

\underline{q} - vector de todas as cargas aplicadas;

$f(\underline{p})$ - vector das forças internas.

Como se trata de uma análise não linear, resulta na formulação apresentada em 4.2.

$$f(k \underline{p}) \neq k f(\underline{p}), K(\underline{p}) \neq K(\underline{p} + \Delta \underline{p}) \quad (4.2)$$

Em que k é uma constante arbitrária.

Visto que a Equação 4.1 não é linear, é necessário fazer-se uma iteração até que os critérios de convergência sejam satisfeitos. Os critérios de convergência propostos pelo *software* ATENA são os seguintes [38] :

- Verificação da norma de alteração da deformação

$$\sqrt{\frac{\Delta \underline{p}_i^T \Delta \underline{p}_i}{\underline{p}_i^T \underline{p}_i}} \leq \varepsilon_{rel.disp} \quad (4.3)$$

- Verificação da norma de forças não equilibradas

$$\sqrt{\frac{(\underline{q} - \underline{f}(p_{i-1}))^T (\underline{q} - \underline{f}(p_{i-1}))}{\underline{f}(p_i)^T \underline{f}(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel.force} \quad (4.4)$$

- Verificação da energia não equilibrada

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T (\underline{q} - \underline{f}(p_{i-1}))}{\underline{p}_i^T \underline{f}(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel.energy} \quad (4.5)$$

- Verificação de forças não equilibradas relativas aos seus componentes máximos

$$\sqrt{\frac{\max(\underline{q}^k - \underline{f}^k(p_{i-1})) \max(\underline{q}^k - \underline{f}^k(p_{i-1}))}{\max(\underline{f}^k(p_i)) \max(\underline{f}^k(p_i))}} \leq \varepsilon_{abs.force} \quad (4.6)$$

O programa define valores de convergência limites para $\varepsilon = 0,01$.

Método de Arc-Length

Por oposição ao método de Newton-Raphson, o método de Arc-Length recalcula os valores da força aplicada e do deslocamento para cada nova iteração de um passo de carga. Desse modo, são predeterminados valores iniciais para a força aplicada e para o deslocamento a cada etapa da análise, sendo os mesmos calculados através do comprimento do vector das forças e da variação do deslocamento no passo de carga. Como tal, os valores do deslocamento e da força são circunscritos para um comprimento de arco e recalculados até à convergência de resultados [2], como representado na Figura 4.2.

Dado que o método Arc-Length permite associar os valores do deslocamento e da força para cada passo da análise, é necessário introduzir um grau de liberdade adicional, λ , e reescrever a Equação 4.1 para 4.7.

$$K(\underline{p}) \Delta \underline{p} = \lambda \underline{q} - \underline{f}(\underline{p}) \quad (4.7)$$

A adaptação da Equação 4.7, para incluir a iteração de soluções, resulta nas Equações 4.8.

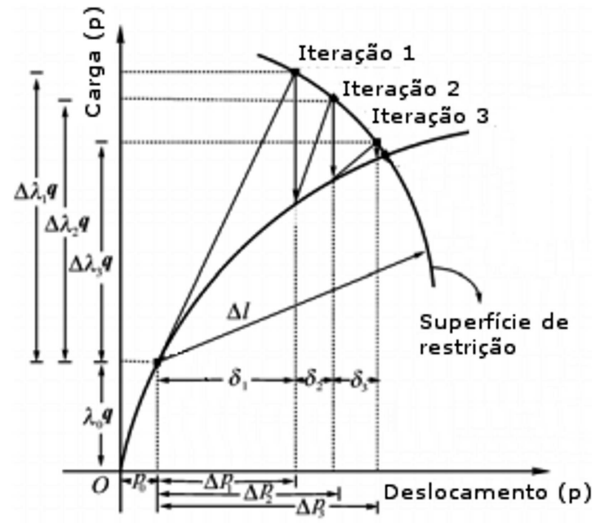


Figura 4.2: Método de Arc-Length. Adaptado de [7].

$$K(p_{i-1}) \Delta p_i = \lambda q - f(p_{i-1})$$

$$p_i = p_{i-1} + \eta_{i-1} \delta_{i-1}$$

$$\Delta p_i = \Delta p_{i-1} + \eta_{i-1} \delta_{i-1}$$

$$\lambda_i = \lambda_{i-1} + \Delta \lambda_{i-1}$$

(4.8)

O vector \underline{q} , para o método de Arc-Length, passa a ser um carregamento tipo, deixando de ser o vector da totalidade das cargas aplicadas no passo, como é definido pelo método de Newton-Raphson. A carga real será um múltiplo de \underline{q} . O escalar η é usado para acelerar soluções em casos em que há um bom comportamento na relação força-deformação ou quando é necessário amortecer oscilações da estrutura.

Segundo [39], em modelos numéricos construídos com o programa ATENA, para análises que implicam o incremento de cargas até ou posterior ao colapso, é recomendada a utilização do método de Arc-Length, para todos os outros casos, é aconselhado o uso do método de Newton-Raphson. Quando as análises partem dos incrementos de carga, e quando se registam perdas significativas de rigidez, o método de Newton-Raphson não consegue encontrar as soluções. Nesse caso, o método de Arc-Length consegue traduzir melhor o desenvolvimento da função força-deslocamento, superando as dificuldades de convergência do anterior método. Contudo, em casos como o estudado nesta dissertação, a análise é feita a partir dos deslocamentos, e o anterior problema, relativo às perdas de rigidez, é inexistente, pelo que se optou pelo método de Newton-Raphson para a análise não linear do modelo viga-pilar.

4.3 Modelo constitutivo do betão

O software ATENA permite escolher diferentes modelos constitutivos que simulem o comportamento do betão, como o modelo SBETA e o *Fracture-Plastic Constitutive Model*. O primeiro modelo é recomendado para análises de elementos de betão que permitam considerar o estado plano de tensão, e o segundo para análises tridimensionais. Por este motivo, optou-se pelo modelo constitutivo SBETA para a simulação numérica da ligação viga-pilar.

O modelo constitutivo SBETA assume:

- O comportamento não linear à compressão, que tem em conta os efeitos de endurecimento (*hardening*) e amolecimento (*softening*);
- A fractura do betão baseada na mecânica da fractura não linear;
- O critério de rotura biaxial;
- A perda de resistência à compressão após fendilhação;
- O efeito *tension-stiffening*;
- A redução à resistência ao corte após a fendilhação, através da retenção variável de corte (*variable shear retention*);
- Dois tipos de modelos para a distribuição da fendilhação: com direcção fixa (*fixed crack*) ou rotativa (*rotated crack*).

4.3.1 Relação da tensão-deformação para o betão

O comportamento não linear do betão, para o estado de tensão plano, é definido pela tensão efectiva, σ_c^{ef} , e pela extensão uniaxial equivalente, ε^{eq} . A tensão efectiva é, na maioria dos casos, a tensão principal e a extensão equivalente é incluída para retirar o efeito de Poisson num estado plano de tensões. A extensão uniaxial equivalente é definida como a extensão provocada pela tensão, σ_{ci} , num ensaio uniaxial com módulo E_{ci} associado à direcção i , e representa-se pela Equação 4.9.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad (4.9)$$

Quando se dá a descarga, quer seja à tracção ou à compressão, o comportamento do betão é traduzido por uma função linear, que vai desde o ponto da descarga, ponto U , até à origem, como se pode ver pela Figura 4.3. Desta forma, a relação entre a tensão, σ_c^{ef} , e a extensão, ε^{eq} , não é única e depende do histórico de carregamento. Quando o carregamento dá lugar ao descarregamento, o incremento da deformação efectiva muda de sinal. Se um novo carregamento for feito no troço linear do diagrama, será levado até ao anterior carregamento, alcançando de novo o ponto U , e desse modo o betão retoma a função definida pela Figura 4.3.

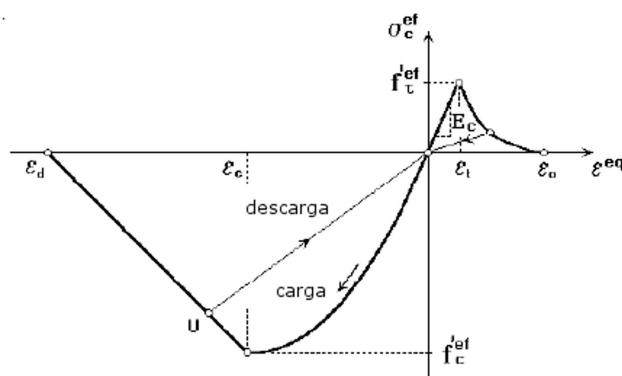


Figura 4.3: Diagrama da tensão-deformação uniaxial equivalente. Adaptado de [38].

Os valores máximos para a tensão de compressão, f_c^{ef} , e para a tracção, f_t^{ef} , são calculados a partir do estado biaxial de tensão. Desta forma, a relação tensão-deformação uniaxial equivalente reflecte o estado de tensão biaxial.

As relações tensão-extensão, referidas anteriormente, são usadas para determinar o módulo de elasticidade do material e são introduzidas nas matrizes de rigidez dos elementos. O módulo de elasticidade secante, E_c^s , é usado para o cálculo das tensões do betão e é definido pela Equação 4.10.

$$E_c^s = \frac{\sigma_c}{\varepsilon^{eq}} \quad (4.10)$$

Tracção antes da fendilhação

Antes da fendilhação, o comportamento do betão é assumido como elástico e linear. O módulo de elasticidade do material, E_c , e a tensão efectiva máxima à tracção, f_t^{ef} , são obtidos pela função de rotura biaxial, que será definida no subcapítulo 4.3.2. O comportamento das tensões para a tracção do betão não fendilhado é descrito pela Equação 4.11.

$$\sigma_c^{ef} = E_c \varepsilon^{eq}, \quad 0 \leq \sigma_c \leq f_t^{ef} \quad (4.11)$$

Tracção depois da fendilhação

Para o betão fendilhado, o *software* ATENA permite escolher entre vários modelos para determinar as tensões. Optou-se pela formulação que permite a utilização da função exponencial de abertura de fendas, representada pela Figura 4.4.

A curva exponencial para abertura de fendas é traduzida pela Equação 4.12.

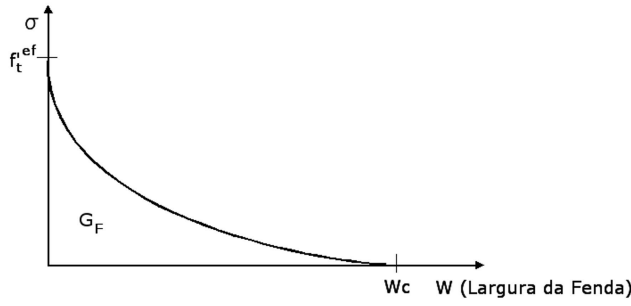


Figura 4.4: Curva exponencial para abertura de fendas. Adaptado de [38].

$$\frac{\sigma}{f_t^{ef}} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (4.12)$$

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t^{ef}}$$

Onde,

w - abertura da fenda;

w_c - abertura da fenda quando a tensão é totalmente libertada;

σ - tensão normal na fenda;

$c_1 = 3,00$;

$c_2 = 6,93$;

G_f - energia da fractura;

f_t^{ef} - resistência à tracção efectiva.

Compressão pré-pico

Por recomendação de [10], a curva ascendente do diagrama tensão-extensão do betão em compressão é baseada numa formulação que permite a escolha entre várias funções que determinam o comportamento do material para a fase de compressão pré-pico. O *software* ATENA apresenta um modelo para a compressão que está escrito sob a Equação 4.13 e é representado pela Figura 4.5.

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} \frac{kx - x^2}{1 + (k - 2)x}, \quad x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, \quad k = \frac{E_0}{E_c} \quad (4.13)$$

Onde,

σ_c^{ef} - tensão de compressão do betão;

f_c^{ef} - resistência à compressão efectiva do betão;

ε - extensão;

ε_c - extensão para a resistência à compressão efectiva do betão;

E_0 - módulo de elasticidade inicial;

E_c - módulo de elasticidade secante para a tensão máxima;

k - parâmetro de forma ($k > 1$).

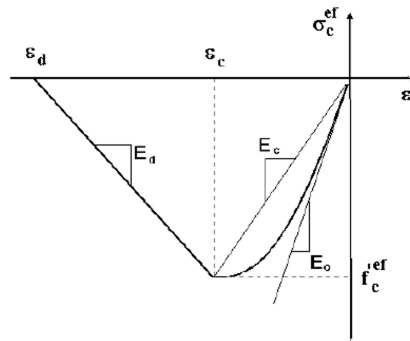


Figura 4.5: Relação tensão-deformação na compressão. Retirado de [38].

A formulação do *software* ATENA permite a consideração de danos no material antes de atingir a tensão de pico, contrariamente a outras formulações que só consideram danos localizados na fase pós-pico.

Compressão pós-pico

O *software* ATENA define a compressão na fase pós-pico através de uma recta, recomendando um modelo baseado na energia dissipada para determinar a diminuição da extensão sob compressão. O modelo plano de compressão fictício, baseado na energia dissipada, admite que a rotura por compressão ocorre num plano normal à direcção da tensão principal e que as deformações por compressão, e respectiva dissipação de energia, estão localizadas nesse plano.

O diagrama tensão-extensão, apresentado na Figura 4.5, fica completo através do modelo plano de compressão fictícia representado pela Figura 4.6. A inclinação correspondente à diminuição da tensão de compressão é determinada por dois pontos: extensão correspondente à tensão máxima, ε_c , e extensão correspondente à tensão nula, ε_d .

A extensão, ε_c , é calculada pela Equação 4.14.

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L_d'} \quad (4.14)$$

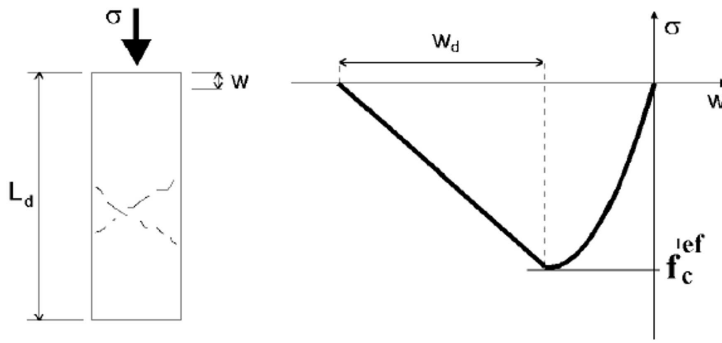


Figura 4.6: Relação tensão-abertura de fenda na compressão. Retirado de [38].

Onde,

ε_d - extensão para a tensão nula;

ε_c - tensão máxima;

w_d - deslocamento plástico;

L'_d - largura da banda.

Em que w_d é o deslocamento plástico pós-pico e L'_d é o comprimento reduzido da banda em compressão, e que corresponde à projecção das dimensões do elemento finito no plano paralelo ao da fenda, que é definida pela Equação 4.15.

$$L'_d = \gamma L_c \quad (4.15)$$

Em que γ é calculado pela Equação 4.16.

$$\gamma = 1 + (\gamma^{max} - 1) \frac{\theta}{45} ; \theta \in [0; 45^\circ] \quad (4.16)$$

O ângulo θ corresponde ao ângulo mínimo entre a direcção normal ao plano de fendilhação com os lados do elemento finito, como representado pela Figura 4.7. Para o *software* ATENA, é assumido que $\gamma^{max} = 1,5$.

O valor do deslocamento plástico, w_d , é predefinido pelo *software* ATENA para 0,5 mm. Contudo, segundo [32], aquele valor foi deduzido a partir de ensaios sobre provetes de betão submetidos a compressão uniaxial. O comportamento do betão em compressão multiaxial é mais dúctil quando comparado com a compressão uniaxial, pelo que, para modelar o comportamento dúctil da ligação viga-pilar, é sugerido um valor para $w_d = 5$ mm.

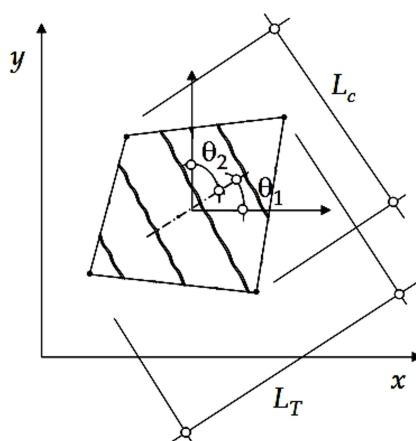


Figura 4.7: Definição da localização das bandas. Adaptado de [15].

4.3.2 Critério de rotura biaxial

Rotura por compressão

Para o estado de compressão-compressão, a envolvente de rotura desenvolvida por Kupfer, representada pela Figura 4.8, corresponde à Equação 4.17.

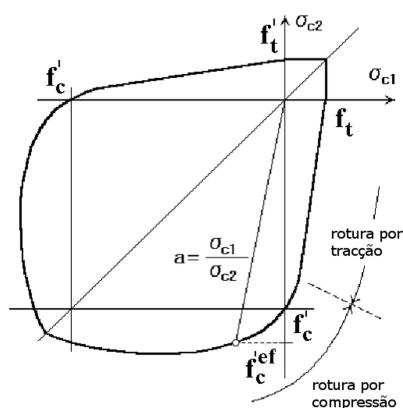


Figura 4.8: Função para rotura biaxial. Adaptado de [38].

$$f_c^{ef} = \frac{1 + 3,65a}{(1+a)^2} f_c', \quad a = \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \quad (4.17)$$

Onde σ_{c1} e σ_{c2} são as tensões principais e f_c' é a resistência à compressão uniaxial para provetes cilíndricos.

Para o estado de tracção-compressão, a envolvente decresce linearmente de acordo com a Equação 4.18. Constata-se que na transição entre a região de tracção-compressão para a região de compressão-compressão há um decréscimo de resistência.

$$f_c'^{ef} = f_c' r_{ec}, \quad r_{ec} = \left(1 + 5,3278 \frac{\sigma_{c1}}{f_c'}\right), \quad 1,0 \geq r_{ec} \geq 0,9 \quad (4.18)$$

Em que r_{ec} é o factor de redução da resistência à compressão na direcção principal 2 devido à tracção na direcção principal 1.

Rotura por tracção

No estado de tracção-tracção, a resistência à tracção é constante e é igual à resistência à tracção uniaxial f_t' . Quando a envolvente está no estado compressão-tracção, a redução da resistência à tracção obedece à Equação 4.19.

$$f_t'^{ef} = f_t' r_{et}, \quad r_{et} = \left(1 - 0,95 \frac{\sigma_{c2}}{f_c'}\right) \quad (4.19)$$

Onde r_{et} é o factor de redução da tensão na direcção principal 1 devido à tensão de compressão na direcção 2, sendo calculado a partir da Equação 4.20.

$$r_{et} = \frac{A + (A - 1)B}{AB}, \quad B = Kx + A, \quad x = \frac{\sigma_{c2}}{f_c'} \quad (4.20)$$

Tipo de hipérbole	Pontos		Parâmetros	
	r	x	A	K
a)	0,5	0,4	0,75	1,125
b)	0,5	0,2	1,0625	6,0208

Tabela 4.1: Parâmetros para o factor de redução. Adaptado de [38].

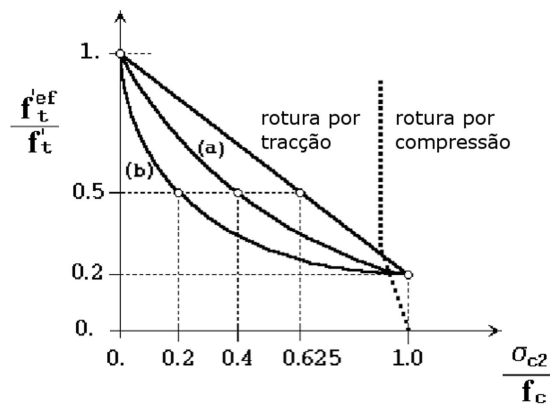


Figura 4.9: Função para rotura no estado tensão-compressão. Adaptado de [38].

Na Figura 4.9, estão representados dois tipos de funções parabólicas, definidos pelos pontos r e x e pelos parâmetros A e K , para valores apresentados na Tabela 4.1.

4.3.3 Modelos de fendilhação no betão

O software ATENA baseia-se no conceito da distribuição contínua das fendas (*smeared crack*). Para o betão fendilhado, há dois modelos que podem ser definidos para modelar a ortotropia do material: modelo fixo (*fixed crack model*) e modelo rotativo (*rotated crack model*). Apesar das diferenças, a fendilhação, para ambos os modelos, surge quando é atingida a tensão de tracção última do material e é distribuída uniformemente pelo elemento.

Para o *fixed crack model*, a direcção da fendilhação é fixa e determinada através da direcção das tensões principais, pois assume a mesma direcção desde a sua formação, independentemente do aumento da carga e da deformação na vizinhança da fenda. Antes da fendilhação do betão, visto que o material é considerado isotrópico, a direcção das tensões e extensões principais coincide. A partir da fendilhação, o betão passa a material ortotrópico e a direcção das tensões e extensões principais deixa de coincidir. O eixo que tem um comportamento “mais fraco”, eixo m_1 , corresponde à direcção perpendicular da fendilhação, e o eixo que condiz com o comportamento “mais forte”, eixo m_2 , corresponde à direcção paralela da fendilhação. Na Figura 4.10, é representada a direcção dos eixos para o modelo *fixed crack model*, e constata-se que quando há rotação das extensões principais, ϵ_1 e ϵ_2 , estas deixam de coincidir com os eixos de ortotropia, m_1 e m_2 . Consequentemente, desenvolvem-se tensões de corte, τ , na face da fenda.

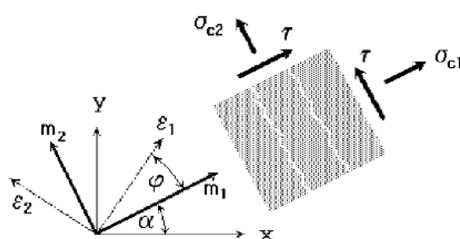


Figura 4.10: Estado tensão-extensão para o *fixed crack model*. Retirado de [38].

No *rotated crack model*, a direcção das tensões principais acompanha a direcção das extensões principais à medida que o carregamento evolui, não desenvolvendo tensões de corte na face da fenda. Através da Figura 4.11, mostra-se que na rotação dos eixos principais da deformação a direcção da fenda também roda.

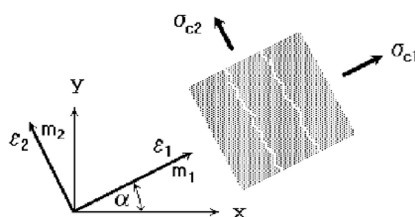


Figura 4.11: Estado tensão-extensão para o *rotated crack model*. Retirado de [38].

4.3.4 Comportamento do betão após fendilhação

Resistência ao corte

Ao considerar o *fixed crack model* para a fendilhação do betão, a resistência ao corte sofre uma redução que é proporcional à extensão normal da fenda. Dessa forma, dá-se uma redução do módulo de corte do material na face da fenda, como demonstrado pela Equação 4.21.

$$G = r_g G_c, \quad r_g = c_3 \frac{-\ln\left(\frac{1000\varepsilon_u}{c_1}\right)}{c_2} \quad (4.21)$$

$$c_1 = 7 + 333(p - 0,005), \quad c_2 = 10 - 167(p - 0,005), \quad 0 \leq p \leq 0,02$$

Onde r_g é o factor de redução de corte, p é a percentagem de armadura, c_3 é um factor de escala (por defeito é igual a 1), G é módulo de distorção e G_c é o módulo de elasticidade de corte, definido pela Equação 4.22.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (4.22)$$

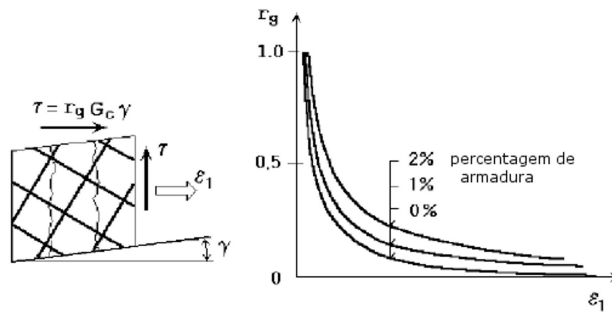


Figura 4.12: Factor de redução ao corte. Adaptado de [38].

Quando as extensões aumentam na direcção paralela à fenda, a resistência à compressão diminui. A Equação 4.23 descreve a redução da resistência à compressão do betão.

$$f_c'^{ef} = r_c f_c', \quad r_c = c + (1 - c) e^{-(128\varepsilon_u)^2} \quad (4.23)$$

Quando o betão está sujeito a uma grande deformação, a constante c é a máxima redução da resistência à compressão. O *software* ATENA sugere que a constante c não seja inferior a 0,8. A Figura 4.13 representa graficamente a redução da resistência à compressão para o betão fendilhado.

4.3.5 Parâmetros adaptados do modelo constitutivo SBETA

Através do *software* ATENA, é possível definir as propriedades do betão através de parâmetros. A Tabela 4.2 apresenta as expressões usadas pelo programa

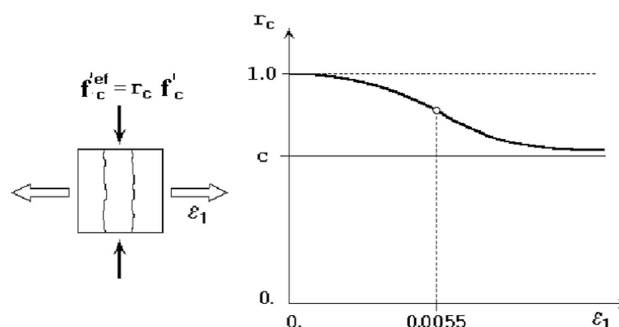


Figura 4.13: Redução da resistência à compressão. Retirado de [38].

para definir os parâmetros do betão quando as propriedades do material são desconhecidas.

Parâmetros	Expressões
Tensão de rotura à compressão de provetes cilíndricos de betão	$f_c = -0,85 f_{c,cub} \quad [MPa]$
Tensão de rotura à tracção do betão	$f_t = 0,24 f_{c,cub}^{\frac{2}{3}} \quad [MPa]$
Módulo de elasticidade do betão	$E_c = (6000 - 15,5 f_{c,cub}) \sqrt{f_{c,cub}} \quad [MPa]$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Lei de diminuição dos deslocamentos à compressão	$w_d = 5 \times 10^{-4} \quad [mm]$
Modelo de abertura de fendas no betão à tracção	Função exponencial baseada na energia da fractura, G_f .
Resistência à compressão no betão fendilhado	$c = 0,8$
Factor de redução de corte	Variável
Função de rotura tensão-compressão no betão	Linear
Energia da fractura	$G_f = 2,5 \times 10^{-5} f_t^{ef} \quad [MN/m]$
Definição da localização das bandas	$\gamma_{max} = 1,5$

Tabela 4.2: Resumo dos parâmetros do ATENA para o modelo de betão. Adaptado de [15].

4.4 Modelo constitutivo para armadura

Através do *software* ATENA, é possível modelar as armaduras ordinárias num elemento de betão através de armadura discreta (*discrete reinforcement*) e de armadura distribuída (*smearred reinforcement*). A armadura discreta implica a disposição individual dos varões de aço e é modelada por elementos finitos do tipo “barra”. O modelo discreto admite a influência dos varões individuais no comportamento dos elementos estruturais, modelando a armadura distribuída como uma componente de um material, numa ou mais camadas, e equivalendo a área de aço, dos varões sobrepostos, à espessura de cada camada. Ambos

os modelos assumem um estado de tensão uniaxial uniforme nos varões, não permitindo a modelação da flexão nas armaduras.

4.4.1 Relação tensão-deformação do aço

O programa permite optar por diferentes tipos de comportamento: linear, bilinear, multilinear e bilinear com endurecimento. Para o desenvolvimento da simulação numérica, utilizaram-se os comportamentos bilinear e bilinear com endurecimento.

Comportamento bilinear sem endurecimento

Inicialmente, o material assume um troço recto com um declive equivalente ao módulo de elasticidade do aço. Atingindo a tensão de cedência, o declive passa a ser nulo durante a deformação plástica.

Comportamento bilinear com endurecimento

O comportamento inicial do aço é idêntico ao do modelo bilinear, contudo, ao atingir a tensão de cedência, o material passa a ter um módulo de elasticidade da fase de endurecimento, que costuma ser bastante reduzido, mas não nulo.

4.4.2 Armadura para acção cíclica (*Cyclic Reinforcement Model*)

Para elementos de betão armado, o comportamento está dependente da influência das armaduras, sobretudo após a fendilhação do betão. Quando a fendilhação ocorre em toda a altura da secção, a resistência à flexão, devido aos carregamentos alternados, é feita exclusivamente a partir dos varões de aço. Por este motivo, a relação constitutiva do aço é essencial para a simulação do comportamento de uma peça de betão armado, especialmente para a modelação do comportamento histerético, quando submetida a carregamentos repetidos e alternados [26].

Devido à degradação do betão, os varões de aço, quando sujeitos a carregamentos cíclicos simétricos, não se definem com um diagrama tensões-extensões simétrico. Após a fendilhação do betão, a aderência entre as armaduras e o betão é afectada e, consequentemente, as deformações por compressão nos varões longitudinais são mais reduzidas. Porém, depois de ocorrer o esmagamento do betão na zona do recobrimento das armaduras, e quando a capacidade de resistência do betão confinado é reduzida, os varões longitudinais comprimidos passam a ter tendência para encurvar. Este conjunto de fenómenos reflecte-se na relação tensão-deformação do elemento modelado [26]. Essa relação, representada pela Figura 4.14, é iniciada a partir de uma curva monotónica, definida por um troço elástico e um patamar de cedência com endurecimento. Após a alternância do sentido da carga, surge o efeito de Baushinger, caracterizado por um comportamento não linear para valores de tensão mais baixos que o valor inicial da tensão de cedência. Em seguida, há uma redução do módulo de elasticidade na zona não elástica, por degradação da

rigidez. Finalmente, ocorre endurecimento cíclico isotrópico, que corresponde a um aumento da tensão máxima em ciclos posteriores.

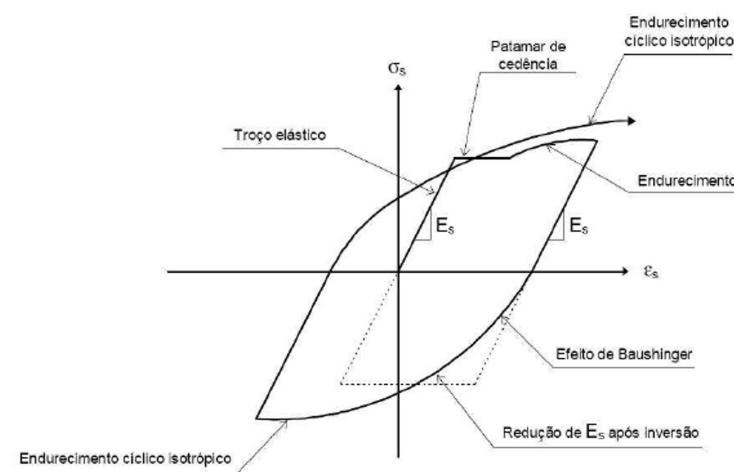


Figura 4.14: Comportamento histerético do aço. Retirado de [26].

Para a modelação através do *software* ATENA, a relação tensão-deformação das armaduras é descrita pelo modelo não linear de Menegotto-Pinto, e representa-se pela Figura 4.15.

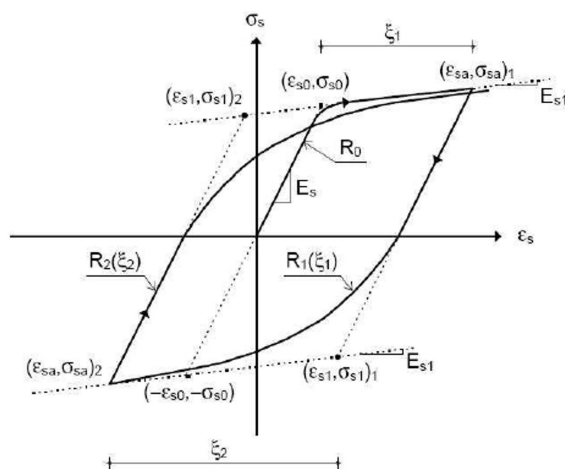


Figura 4.15: Modelo do comportamento histerético do aço proposto por Menegotto-Pinto. Retirado de [26].

No modelo proposto por Menegotto-Pinto, constata-se um desenvolvimento assintótico para duas rectas paralelas, para os ciclos de carga e descarga, compreendidas numa envolvente correspondente ao diagrama monotónico, com troço elástico e troço plástico com endurecimento. Os parâmetros R_1 e R_2 têm em conta o efeito de Baushinger e R_0 representa o parâmetro que rege o referido efeito para o primeiro carregamento.

A tensão para a acção cíclica é definida pela Equação 4.24.

$$\sigma = (\sigma_0 - \sigma_r) \sigma^* + \sigma_r \quad (4.24)$$

Em que,

$$\sigma^* = b \varepsilon^* + \frac{(1-b) \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^* R)^{\frac{1}{R}}}, \quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 + \varepsilon_r}, \quad R = R_0 - \frac{c_1 \xi}{c_2 + \xi} \quad (4.25)$$

Os termos R_0 , c_1 e c_2 são parâmetros determinados experimentalmente. As restantes variáveis, ε_r , ε_0 , ξ , σ_a e σ_0 , definem-se a partir da Figura 4.15. Os parâmetros com subscrito r referem-se aos pontos iniciais do ciclo. O subscrito 0 indica os pontos que poderiam ser atingidos, durante o descarregamento, caso não houvesse comportamento histerético.

Segundo [26], o modelo de Menegotto-Pinto reproduz adequadamente os resultados experimentais para elementos sujeitos a acções cíclicas, através de uma formulação simples. Contudo, o modelo não consegue simular o endurecimento cíclico isotrópico, dado que as curvas tensão-extensão se desenvolvem assintoticamente a duas rectas paralelas. A consideração do endurecimento cíclico isotrópico pode ter relevância na modelação do comportamento do aço para comportamentos cíclicos.

4.5 Aderência armadura-betão

Para a ligação aço-betão, o *software* ATENA permite escolher entre aderência perfeita ou um modelo *bond-slip*. O modelo *bond-slip* permite simular o escorregamento relativo na interface armadura-betão, na qual o programa ATENA disponibiliza dois tipos: o modelo proposto pelo *CEB-FIB Model Code 2010* [38] e o modelo de Bigaj. Estes modelos dependem da resistência à compressão do betão, do tipo de varão utilizado (nervurados ou lisos), do diâmetro do varão, das condições de confinamento e da qualidade do betão [29]. Na Figura 4.16, estão representados os dois modelos para aderência *bond-slip*.

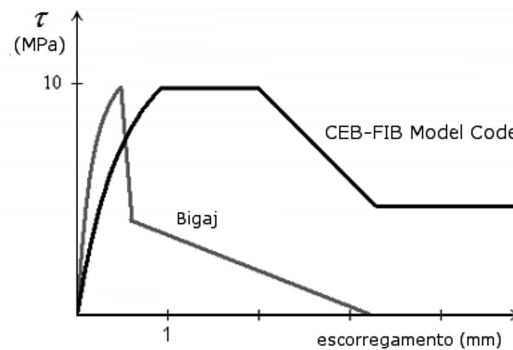


Figura 4.16: Modelos para aderência aço-betão propostos pelo *software* ATENA. Adaptado de [29].

4.6 Áreas de contacto

O *software* ATENA, relativamente ao contacto entre macroelementos, permite três opções para a ligação: rígida, sem contacto ou interface. A ligação rígida assume que o contacto entre macroelementos é perfeito e que não há descontinuidade na malha dos elementos finitos. Para a ligação sem contacto, os nós dos elementos finitos, na zona de descontinuidade entre macroelementos diferentes, não são coincidentes. Para a ligação com interface, é modelado um material de junta para estabelecer o contacto dos macroelementos.

4.6.1 Interface

O comportamento do material da interface é baseado no critério de Mohr-Coulomb, definido a partir da tensão de corte entre os dois elementos. A relação constitutiva para um caso genérico escreve-se com base na Equação 4.26.

$$\begin{Bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{tt} & 0 & 0 \\ 0 & K_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \nu_1 \\ \Delta \nu_2 \\ \Delta u \end{Bmatrix} \quad (4.26)$$

Para um caso bi-dimensional, retiram-se as segundas colunas e linhas.

A condição de Mohr-Coulomb, representada pela Equação 4.27, é caracterizada através das tensões de corte, τ , e das tensões normais, σ . Quando é atingido o valor da coesão, C , dá-se o início da perda da rigidez na junta de interface. Após a rotura do material, a relação entre as tensões depende do atrito, ϕ .

$$\begin{aligned} |\tau| &\leq C - \phi \sigma, \sigma \leq 0 \\ \tau &= \tau_0 \sqrt{1 - \frac{(\sigma - \sigma_c)^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}, \tau_0 = \frac{C}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_c^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}}, \sigma_c = -\frac{f_t^2 \phi}{C - 2 f_t \phi}, 0 < \sigma \leq f_t \\ \tau &= 0, \sigma > f_t \end{aligned} \quad (4.27)$$

Os parâmetros K_{tt} e K_{nn} são a rigidez tangencial e normal, respectivamente, e são estimados a partir da Equação 4.28.

$$K_{tt} = \frac{G}{t}, K_{nn} = \frac{E_c}{t} \quad (4.28)$$

Onde E_c equivale ao módulo de elasticidade, G corresponde ao módulo de distorção e t significa a espessura da junta de interface.

Para as tensões de corte e para o deslizamento, o comportamento da junta de interface é caracterizado pela rigidez tangencial, K_{tt} , até que seja alcançado

o critério de Mohr-Coulomb, adoptando de seguida o valor da rigidez mínima, K_{tt}^{min} , que corresponde a 1% da rigidez inicial. Para as tensões normais positivas, o comportamento da junta é definido pela rigidez normal, K_{nn} , até atingir a resistência à tracção, f_t , passando de seguida à rigidez mínima, K_{nn}^{min} , que é igual a 1% da rigidez inicial. Nas tensões normais negativas, o comportamento da junta é sempre definido pela rigidez normal, K_{nn} . Os valores mínimos para a rigidez tangencial e a rigidez inicial garantem que após a rotura da interface a rigidez da junta não seja nula. Dessa forma, as equações do sistema global não ficam indeterminadas e são resultado da Equação 4.29.

$$K_{tt}^{min} = \frac{K_{tt}}{100}, K_{nn}^{min} = \frac{K_{nn}}{100} \quad (4.29)$$

4.7 Molas

A mola é um elemento uniaxial estrutural, podendo ser usada para modelar condições de fronteira com flexibilidade. O *software* ATENA permite modelar a resposta das estruturas de suporte através de molas pontuais (*CCSpring*), molas distribuídas numa linha (*CCLineSpring*) ou molas distribuídas numa área (*CCPlaneSpring*). O comportamento da mola depende das propriedades do material que a caracteriza, e é definido pelo tipo de relação tensão-deformação (linear ou não linear) e pela rigidez inicial, K . Por outro lado, é um elemento finito com uma só dimensão, $1D$, comportando-se como uma barra com apenas rigidez axial. As características geométricas das molas são determinadas durante a definição da topologia do modelo, uma vez que não afectam o comportamento do modelo.

A força no elemento de mola para o nó i , R_i , é calculada a partir da Equação 4.30:

$$R_i = \frac{u_i K A}{n \|direction\|} \quad (4.30)$$

Onde,

u_i é o deslocamento na mola para o nó i ;

K é o parâmetro que define a rigidez da mola;

A é a área de aplicação da mola no macroelemento para os modelos *CCSpring* e *CCPlaneSpring*, ou é o comprimento a multiplicar pela espessura do macroelemento para o modelo *CCLineSpring*;

n é o número de nós, que corresponde a 1, 2 ou 3 para os modelos *CCSpring*, *CCLineSpring* ou *CCPlaneSpring*, respectivamente;

$\|direction\|$ é a norma Euclidiana para a direcção do vector deslocamento, como apresentado na Figura 4.17.

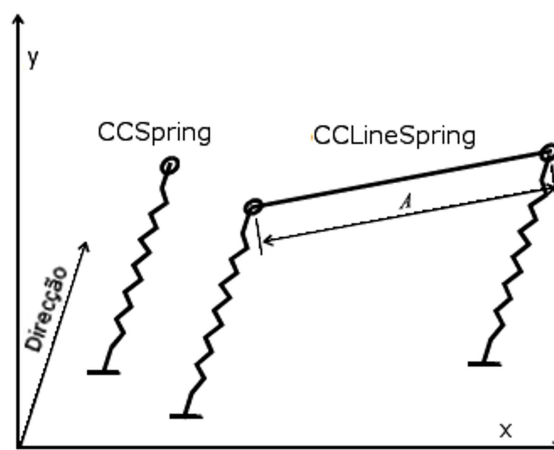


Figura 4.17: Geometria das molas *CCSpring* e *CCLineSpring*. Adaptado de [38].

Capítulo 5

Calibração em ATENA 2D

Para uma simulação numérica, em que se propõe comparar os resultados numéricos com os experimentais, é necessário fazer uma calibração do modelo para que este corresponda ao comportamento da estrutura ensaiada experimentalmente. Contudo, o procedimento para calibrar os diferentes parâmetros, que definem o modelo a simular, não passa por etapas independentes e lineares. Ao variar parâmetros que definem um material, há a possibilidade de se afectar, involuntariamente, características que não se desejavam alterar. Por esse motivo, a calibração do modelo foi feita alternadamente entre os diferentes parâmetros para os diferentes materiais. Contudo, para a organização deste capítulo, fez-se uma separação por fases de calibração, tornando possível uma comparação explícita entre os parâmetros que mais influenciaram esta parte do trabalho. Faz-se notar que a direcção positiva do carregamento é feita para os momentos negativos no apoio, segundo a convenção de sinais normalmente utilizada, e que a direcção negativa é feita para os momentos positivos.

Para esta fase do trabalho, que consiste na calibração do modelo, fez-se uma comparação de resultados numéricos com experimentais, a partir da relação força-deslocamento, relativo à zona da aplicação de carga, e a partir da propagação das fendas, para a zona da junta construtiva vertical.

5.1 Incremento de deslocamentos

Numa primeira fase, para a simulação numérica, é necessário definir o historial de carregamento do modelo a simular, de modo a provocar o incremento de deslocamentos do modelo a analisar. O historial de carregamento, para um ensaio experimental, terá que ser definido para provocar uma evolução de deformações, que simulem o comportamento real de uma estrutura sujeita a uma acção imposta. Um ensaio cíclico permite que o carregamento tenha uma história de deslocamentos alternados, de modo a que seja possível determinar a ductilidade dos elementos, o índice de desempenho e o comportamento histerético da estrutura [34].

Para simular, numericamente, o ensaio cíclico na ligação viga-pilar, impôs-se

conjuntos de deslocamentos, com repetição de três ciclos de igual amplitude, e cujo historial é escrito da seguinte forma:

$$\pm 3 \text{ mm}, \pm 6 \text{ mm}, \pm 12 \text{ mm}, \pm 18 \text{ mm}, \pm 24 \text{ mm}, \pm 30 \text{ mm}, \pm 36 \text{ mm}, \pm 42 \text{ mm}$$

E é representado graficamente através da Figura 5.1.

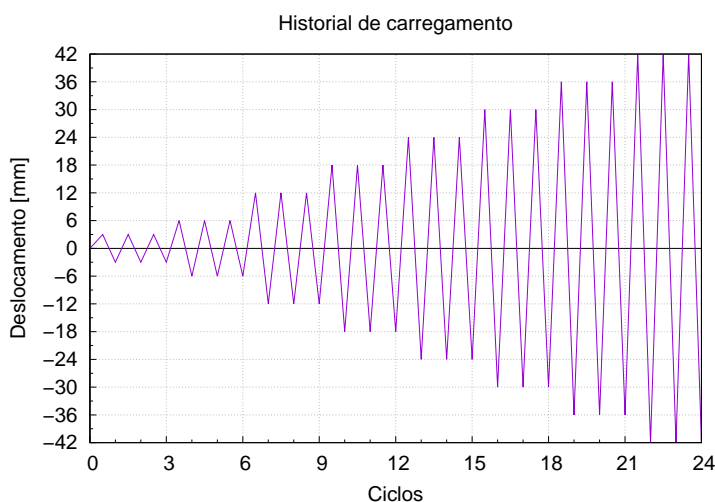


Figura 5.1: Historial de deslocamentos para ensaio cíclico alternado.

5.2 Modelo geométrico

A definição do modelo geométrico faz-se através da geometria dos elementos, constituída pela ligação viga-pilar, malha de elementos finitos, pormenorização das armaduras e pelas condições de apoio.

5.2.1 Geometria da ligação viga-pilar

Depois da definição dos incrementos de carga, foram introduzidas as coordenadas dos pontos, linhas e superfícies que definem os macroelementos, determinando assim a geometria da estrutura modelada. A geometria dos elementos foi feita a partir do modelo experimental, com descrição detalhada em [34], representada na Figura 5.2.

A secção transversal, em I, tem 0,50 m de altura. No que respeita aos banzos, ambos têm 0,12 m de espessura e, de largura, 0,70 e 0,25 m, para o banzo superior e inferior, respectivamente. A espessura da alma é de 0,12 m. A viga tem um comprimento de 1,65 m, mas nos últimos 0,50 m a secção passa a ser rectangular. Na zona de aplicação de carga, optou-se por representar o actuador

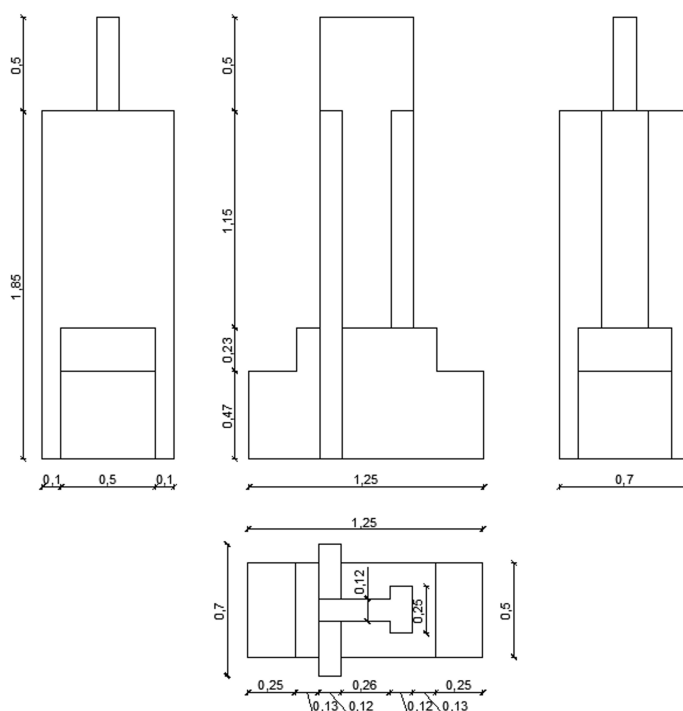


Figura 5.2: Geometria da ligação viga-pilar (dimensões em metros). Retirado de [34].

através de macroelementos com um módulo de elasticidade elevado, para evitar deformações nesses elementos, com o intuito de não influenciar o comportamento global da viga.

5.2.2 Malha de elementos finitos

Após a definição da geometria da estrutura, através dos macroelementos, gerou-se uma malha de elementos finitos. No *software* ATENA, para a definição da malha, é necessário especificar o tipo de elemento finito, se quadrilateral ou se triangular, e o seu comprimento característico. Posteriormente, e do modo automático, o *software* gera uma malha de elementos finitos para o modelo.

Para os macroelementos relativos ao betão, optou-se pela malha com elementos finitos do tipo quadrilateral, visto ser o tipo de malha recomendado para representar o comportamento de estruturas em 2D, quando comparado com elementos finitos do tipo triangular. Para os macroelementos na zona de aplicação de carga, optou-se por malhas com elementos do tipo triangular, visto não sofrerem deformações relevantes, por terem um módulo de elasticidade elevado. Por esse motivo, o tipo de malha é irrelevante.

Por haver diversas dimensões de elementos finitos possíveis, fez-se uma comparação de diferentes malhas para determinar a dimensão do elemento que

melhor aproxima os resultados numéricos dos resultados experimentais. Para a comparação de malhas, foram escolhidos elementos finitos com dimensão de 0,05 m, 0,10 m e 0,15 m, como demonstrado na Figura 5.3. Para malhas com elementos inferiores a 0,05 m, houve problemas de convergência que impossibilitaram a comparação com as restantes malhas. Visto que a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, através do diagrama força-deslocamento, não possibilita tirar conclusões expeditas, fez-se uma comparação para a força máxima de cada ciclo de deslocamento, entre a simulação numérica das diferentes malhas com os ensaios experimentais, bem como uma comparação para o erro relativo, como está representado na Figura 5.4.

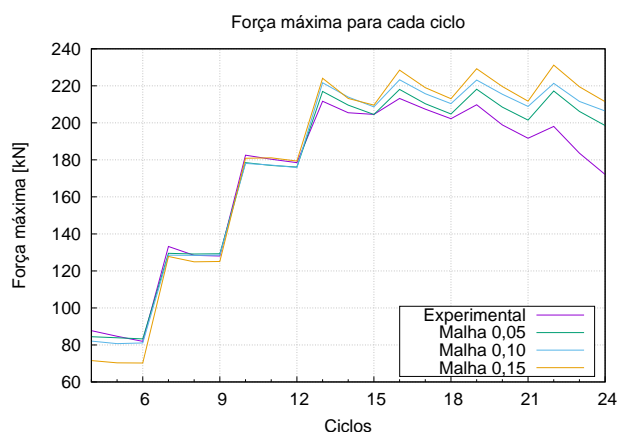


Figura 5.3: Comparação de malhas para dimensões de 0,05 m, 0,10 m e 0,15 m com resultados experimentais.

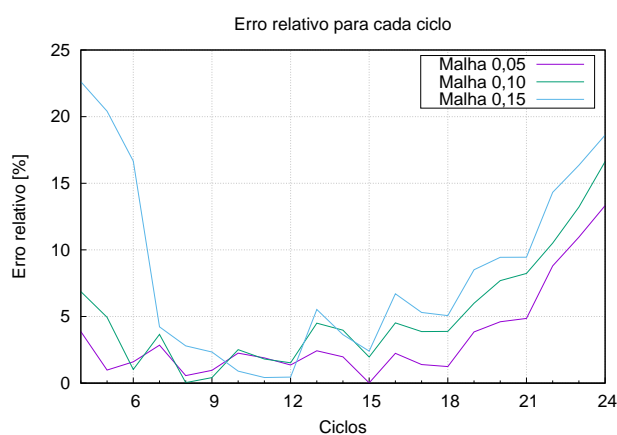


Figura 5.4: Comparação para o erro relativo entre os elementos finitos com 0,05 m, 0,10 m e 0,15 m.

A dimensão do elemento finito que traduz melhor o comportamento da ligação viga-pilar, relativamente aos resultados experimentais, é a malha de elementos

com 0,05 m. A Figura 5.5 representa o modelo numérico com o tipo e a dimensão de elementos finitos escolhidos para a malha.

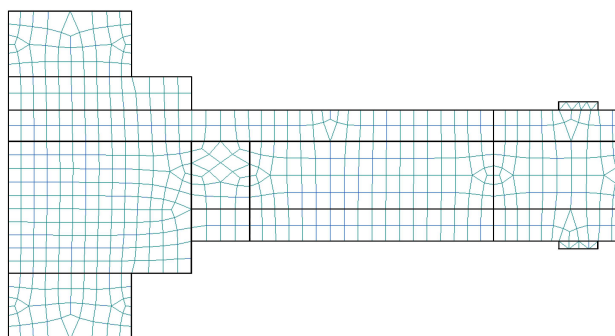


Figura 5.5: Malha de elementos finitos com dimensão de 0,05 m.

5.2.3 Pormenorização de armaduras

Depois de determinada a geometria dos macroelementos, e após a geração da malha, definiu-se a posição dos elementos que representam as armaduras. Para o *software* ATENA 2D, a definição geométrica de um varão é feita através do elemento do tipo “barra”, e é determinada por pontos e linhas.

Como já foi referido no capítulo 4, para o *software* ATENA 2D, a armadura é distribuída para uma ou várias camadas. Dado que a simulação numérica é feita para um modelo bidimensional, haverá sobreposição de elementos de armadura para a largura da viga. Desta forma, o *software* possibilita calcular a área total de aço para cada uma das várias camadas de armadura.

A definição geométrica das armaduras foi realizada a partir das pormenorizações, relativas ao trabalho experimental apresentado em [34], cujos esquemas estão representados pela Figura 5.6.

5.2.4 Apoios

Partindo das considerações sobre o modelo numérico estudado em [17], relativamente à divergência entre as rigidezes dos modelos numérico e experimental, procedeu-se à tentativa de fazer coincidir os declives dos diagramas força-deslocamento. Dada a possibilidade de assumir que, nos ciclos iniciais do ensaio, relativamente às propriedades dos materiais, o comportamento da ligação da estrutura é, sobretudo, dependente das características do betão, na qual a solicitação das armaduras é desprezável, fez-se uma variação dos principais parâmetros do modelo SBETA que afectam a flexibilidade da viga. Esses parâmetros são o módulo de elasticidade, a resistência à compressão e a resistência à tracção. Contudo, ressalva-se que a alteração desses parâmetros é irrealista, dado que se pretende simular o comportamento de um ensaio experimental, com propriedades fixas para os materiais. Apesar disso, fez-se

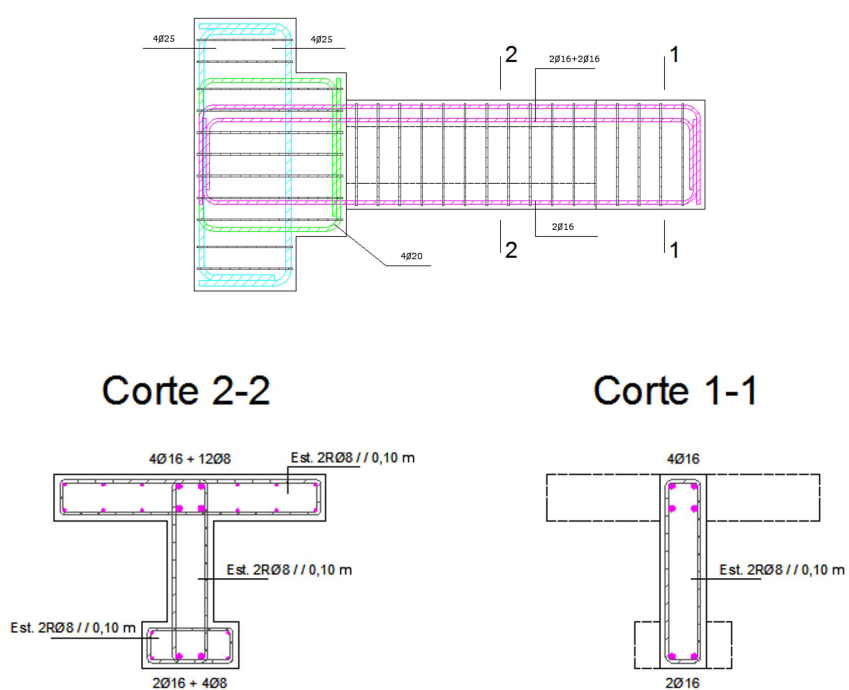


Figura 5.6: Pormenorização das armaduras do modelo, em alçado (cima) e em cortes (baixo). Adaptado de [34].

a variação para garantir que a insuficiência de flexibilidade da ligação não resulta, essencialmente, dos modelos constitutivos dos materiais usados. Nas Figuras 5.7, 5.8 e 5.9, estão representados os resultados relativos à variação dos referidos parâmetros.

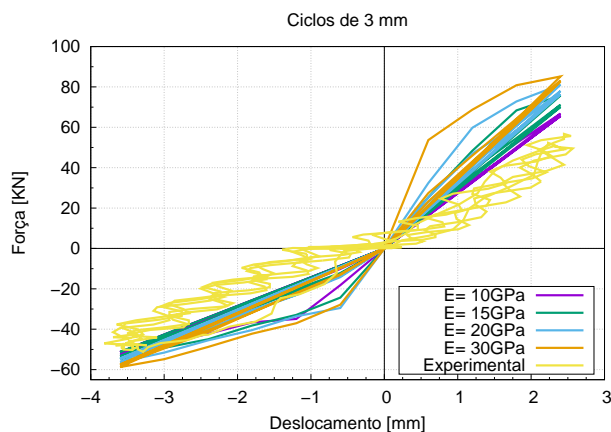


Figura 5.7: Comparação de resultados com diferentes módulos de elasticidade, para ciclos de 3 mm.

Pela comparação entre os diferentes modelos numéricos, com variação do módulo de elasticidade, e os resultados experimentais, é possível perceber que a rigidez da ligação modelada é sempre superior à da estrutura ensaiada, mesmo para valores exageradamente reduzidos.

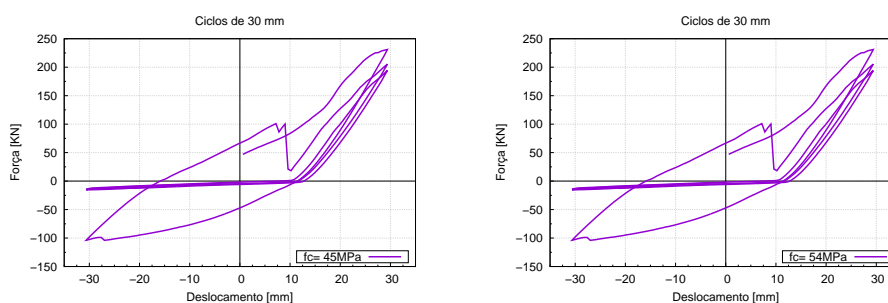


Figura 5.8: Resultados numéricos para a variação da resistência à compressão do betão. $f_c = 45$ MPa (esquerda) e $f_c = 54$ MPa (direita).

A partir dos modelos desenvolvidos para a variação das resistências de compressão e tracção, constata-se que as simulações numéricas repetem o colapso prematuro, apesar dos valores exagerados daqueles parâmetros. Exceptuando uma das simulações, que colapsou para o terceiro ciclo, relativo aos 36 mm de deslocamento imposto, as restantes colapsaram para o segundo correspondente aos 30 mm.

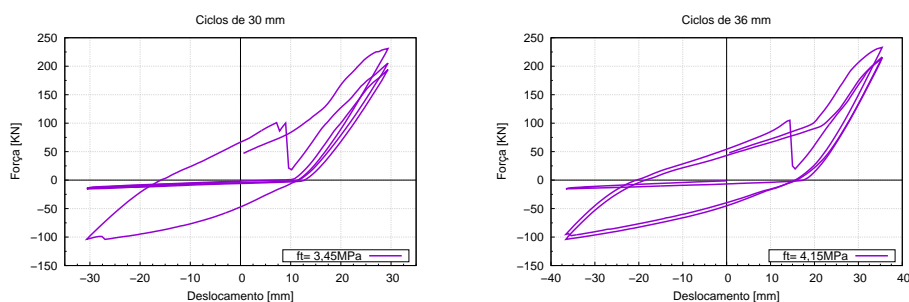


Figura 5.9: Resultados numéricos para a variação da resistência à tracção do betão. $f_t = 3,45 \text{ MPa}$ (esquerda) e $f_t = 4,15 \text{ MPa}$ (direita).

Visto que através da variação dos parâmetros relativos ao modelo de betão não foi possível reduzir suficientemente a rigidez da ligação, nem evitar o colapso prematuro da estrutura, decidiu-se, desse modo simular o comportamento da viga, considerando a flexibilidade do apoio, substituindo o encastramento do pilar por molas. A Figura 5.10 representa um esquema que explica como foi efectuada a restrição de deslocamentos na zona do pilar. O modelo foi assentado sobre uma camada de gesso, de modo a permitir o nivelamento da viga, e, posteriormente, aplicou-se pré-esforço horizontal e vertical em perfis metálicos para fixar a estrutura.

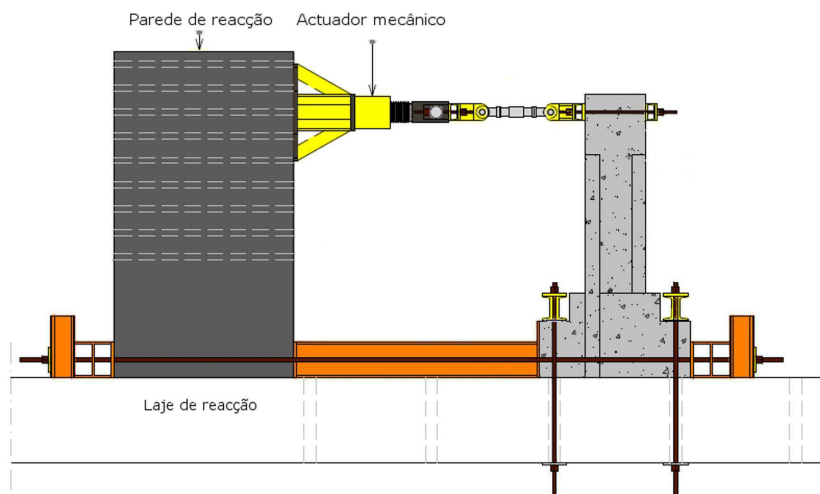


Figura 5.10: Esquema do ensaio experimental. Adaptado de [34].

Para definir o modelo de referência, com o intuito de comparar valores de rigidez para diferentes condições de apoio, iniciou-se a modelação com encastramento perfeito na zona do maciço. O encastramento consiste no impedimento total dos deslocamentos horizontais e verticais na fronteira dos macroelementos relativos ao trecho do pilar.

Importa referir, sobre os resultados experimentais dos ciclos iniciais, que existe uma adaptação de valores, relativos aos deslocamentos, para fazer coincidir o diagrama com o eixo de simetria. Esta adaptação foi recomendada pelo apoio técnico do *software* ATENA e surge porque a relação força-deslocamento, para valores próximos ao deslocamento nulo, tem um comportamento horizontal, quando deveria ter uma inclinação suficientemente coincidente com os declives correspondentes aos deslocamentos impostos nos sentidos positivo e negativo, como se pode observar pela Figura 5.11. Por este motivo, suspeitou-se de que teria havido um ligeiro assentamento da estrutura, durante a fase inicial do ensaio experimental. Apesar do aconselhamento do apoio técnico, para um ajuste do eixo de 1 mm, optou-se por ajustá-lo para um valor de 0,6 mm, dado ter-se considerado exagerado aquele valor.

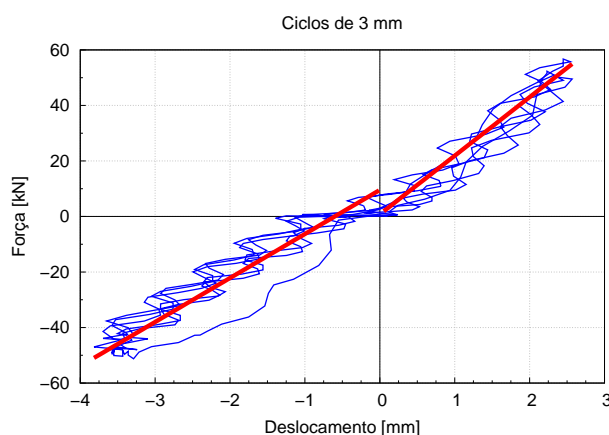


Figura 5.11: Resultados experimentais para ciclos de 3 mm, com regressões lineares para deslocamentos positivos e negativos.

Através da Figura 5.12, que faz a comparação entre o comportamento do modelo numérico encastrado e o resultado experimental para os ciclos iniciais, relativos ao deslocamento imposto de 3 mm, é possível confirmar que o modelo numérico está demasiado rígido. É igualmente possível constatar, para o modelo numérico encastrado, que a presença de histerese nestes ciclos iniciais pode ter sido causada pela presença de fendilhação. Faz-se notar que para esta fase o modelo numérico não tem juntas, e que a presença da histerese não deriva da descontinuidade entre as interfaces. Verificado o módulo de elasticidade dos materiais, conclui-se que as dificuldades na modelação não surgiram devido a este parâmetro. Por estes motivos, mas sobretudo porque se supõe a ocorrência de um deslizamento da estrutura durante o ensaio, constatou-se que as dificuldades na simulação numérica, para corresponder à rigidez observada através dos resultados experimentais, derivavam das condições de apoio.

Com o intuito de ajustar as condições de apoio do modelo numérico às do ensaio experimental, tencionou-se, numa primeira fase, modelar os perfis metálicos pré-esforçados, para tornar mais flexível a zona do pilar. Contudo, essa solução

tornou-se demasiado complexa, e, por sugestão do apoio técnico do *software*, optou-se por fazer a calibração do modelo a partir dos resultados experimentais, nomeadamente a relação força-deslocamento, através de uma solução de molas distribuídas, para definir a restrição da estrutura em detrimento da opção com encastramento. A colocação de molas no maciço é uma solução que permite simular um encastramento parcial, permitindo pequenos deslocamentos horizontais e verticais no elemento da base, resultando numa redução global da rigidez. Importa referir, a título de exemplo, que alguns *softwares* comerciais utilizam elementos de mola para simular a interacção solo-estrutura, de modo a permitir flexibilidade na ligação.

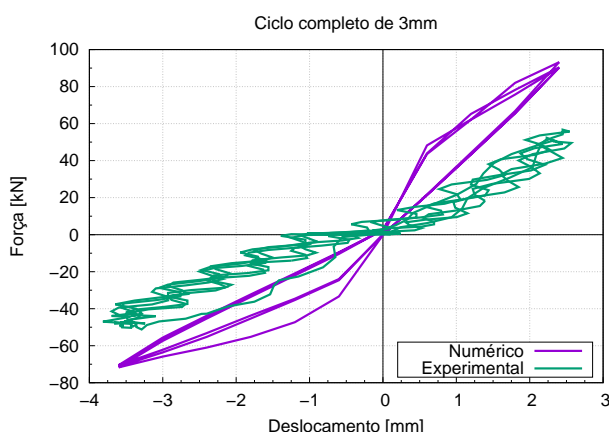


Figura 5.12: Comparação entre modelo numérico encastrado e resultado experimental, para ciclos de 3 mm.

Apoio com molas

As molas foram dispostas onde estavam os impedimentos verticais e horizontais na fronteira dos macroelementos, relativos ao maciço do pilar, como representado na Figura 5.13. Optou-se por distribuir as molas em cada face da superfície exterior do elemento do pilar, segundo a direcção normal e tangencial.

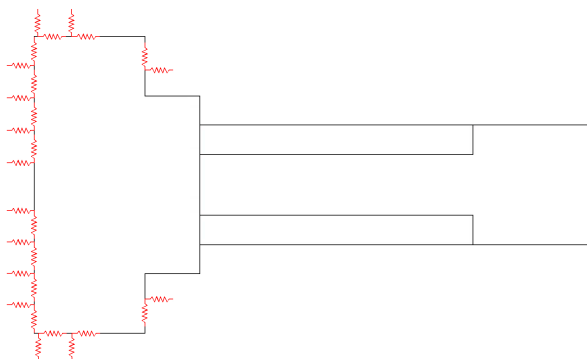


Figura 5.13: Disposição de molas no modelo viga-pilar.

O *software* ATENA propõe um valor *default* para a rigidez da mola de 1000 MPa. Entendeu-se que a calibração das molas se iniciaria com aquele valor. Faz-se notar que a calibração para a flexibilidade do apoio depende, também, da presença ou ausência das juntas de interface, visto que esta consideração influencia a rigidez da ligação viga-pilar. Com vista a facilitar a calibração, inicialmente, optou-se por não considerar as juntas. Posteriormente, com o modelo calibrado para a condição de apoio flexível, fez-se a calibração da rigidez da mola considerando a presença das juntas na estrutura, para validar a flexibilidade imposta na fronteira do pilar.

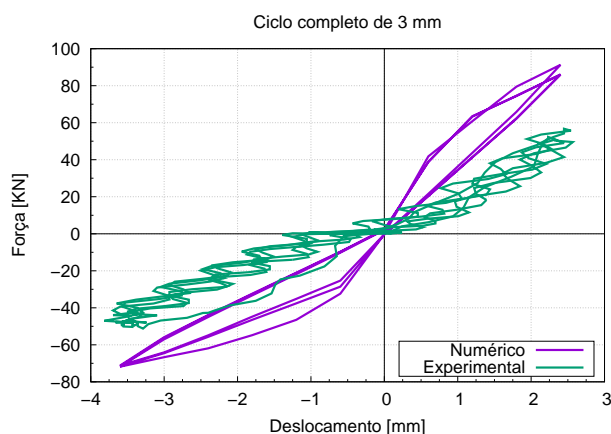


Figura 5.14: Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e resultado experimental.

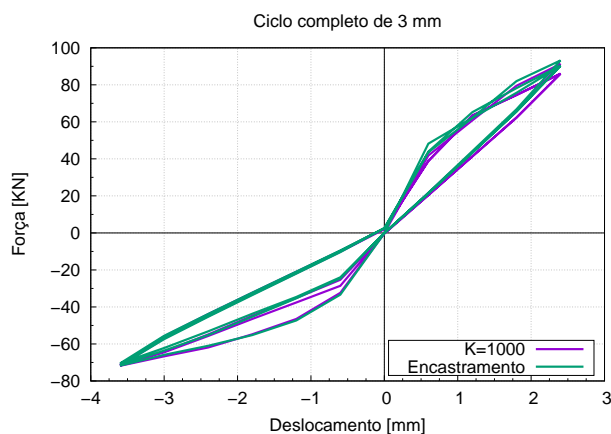


Figura 5.15: Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e modelo encastrado.

Na Figura 5.14, que compara o comportamento da ligação entre o modelo com molas de rigidez de 1000 MPa e o ensaio experimental, para os ciclos iniciais de 3 mm, mostra-se que a rigidez do modelo numérico é ainda elevada. Contudo, pela Figura 5.15, a alteração do apoio encastrado para um apoio flexível resulta em

perda de rigidez. Desta forma, verifica-se que a rigidez da ligação também está dependente da definição do tipo de apoio no pilar.

Efectuou-se uma série de análises para calibrar a rigidez da mola, de forma a simular o comportamento inicial da ligação, com a intenção de coincidir o declive da relação força-deslocamento com os resultados experimentais.

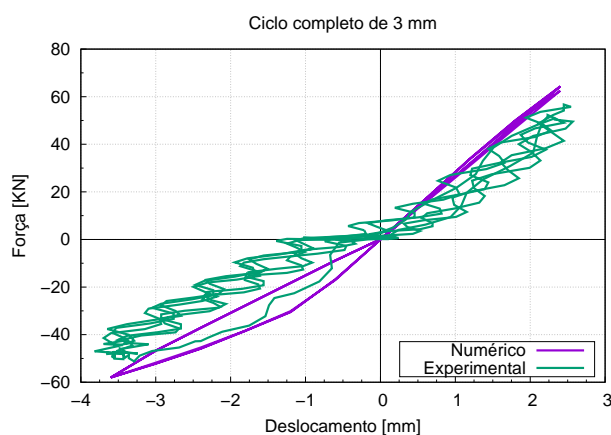


Figura 5.16: Comparação entre modelo com molas $K = 50$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 3 mm.

Como se pode constatar pela Figura 5.16, há uma melhoria de resultados, dado que a rigidez do modelo numérico, com molas $K = 50$ MPa, aproximou-se da rigidez dos ensaios experimentais. Dessa forma, fez-se uma análise até ao ciclo correspondente ao deslocamento imposto de 30 mm.

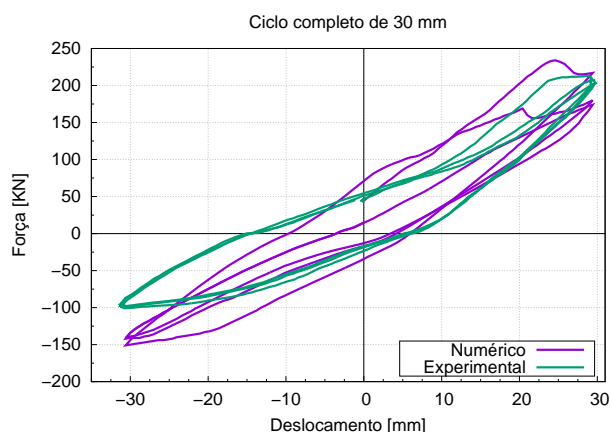


Figura 5.17: Comparação entre modelo com molas $K = 50$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 30 mm.

Ao longo da restante análise, a rigidez do modelo numérico é ligeiramente superior

à rigidez do ensaio experimental, quando a estrutura é deslocada no sentido positivo. Contudo, nos ciclos correspondentes aos 30 mm, relativamente aos deslocamentos positivos, dá-se uma perda de rigidez maior do que aquela que se pretendia, como se pode ver pela Figura 5.17. No sentido dos deslocamentos negativos, constata-se que a rigidez da ligação modelada é superior à rigidez verificada pelos ensaios experimentais. Optou-se por correr uma análise com molas de rigidez igual a 30 MPa, até aos ciclos correspondentes ao deslocamento de 30 mm.

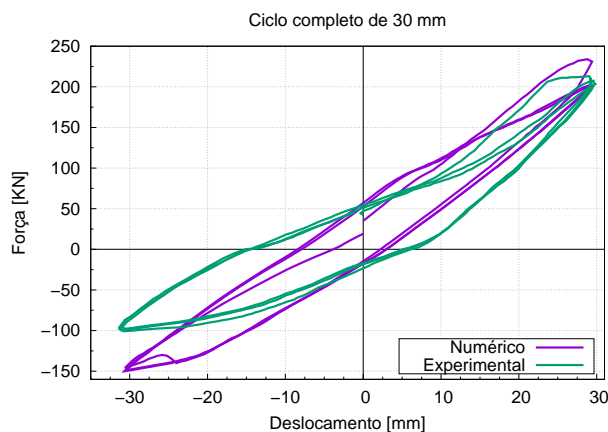


Figura 5.18: Comparação entre modelo com molas $K = 30$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 30 mm.

O modelo numérico, para molas $K = 30$ MPa, como se pode observar pela Figura 5.18, mostra que a rigidez da ligação é relativamente coincidente com os resultados experimentais, quando é imposto à estrutura um deslocamento no sentido positivo. Porém, para o deslocamento da estrutura no sentido negativo, a rigidez da ligação ainda é excessiva.

Dado que a base do pilar foi assente numa camada de argamassa, sobre a laje de reacção, optou-se por distinguir as condições de apoio para as diferentes faces da superfície do pilar. Deste modo, foram definidas molas mais rígidas, na direcção normal, para as faces que correspondem à base da estrutura, fixando o valor da rigidez da mola para 1000 MPa. Para as restantes molas, tanto na direcção normal como na direcção tangencial, visto que a rigidez de 30 MPa ainda era exagerada, optou-se por uma redução de valores para a calibração das molas, até se atingirem os 2,6 MPa.

Pelos diagramas força-deslocamento, tanto o deslocamento inicial de 3 mm, como para o deslocamento de 30 mm, representados respectivamente pelas Figuras 5.19 e 5.20, confirma-se que a distinção das molas e os valores que correspondem à sua rigidez simulam eficazmente o comportamento do modelo numérico, quando comparado com os resultados experimentais. Contudo, verificaram-se as deformações máximas das molas para validar o modelo, dado

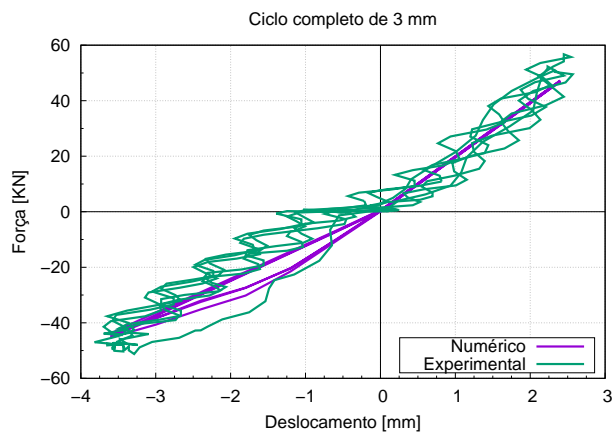


Figura 5.19: Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e $K = 2,6$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 3 mm.

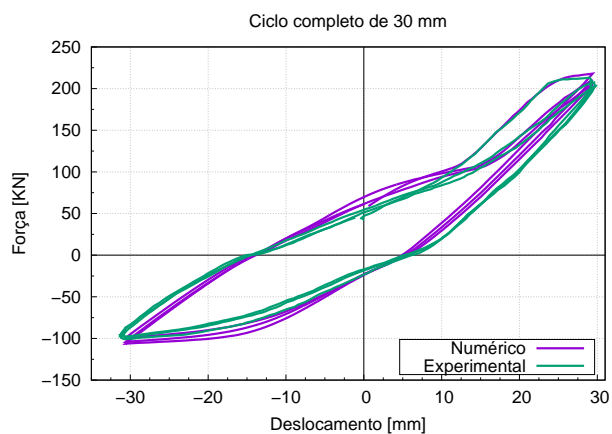


Figura 5.20: Comparação entre modelo com molas $K = 1000$ MPa e $K = 2,6$ MPa e resultado experimental, para ciclos de 30 mm.

que seria irrealista admitir a substituição do encastramento perfeito por molas, caso estas permitissem um deslocamento significativo da estrutura. Como a deformação máxima foi sempre inferior a 1 mm, como exposto na Tabela 5.1, admitiu-se que a condição de apoio flexível simula, numericamente, a restrição de deslocamentos do ensaio experimental para o elemento do pilar.

Dado que o modelo calibrado assume a ausência de juntas, realizou-se uma simulação numérica com a presença das mesmas, de modo a verificar a rigidez do apoio flexível, fazendo a comparação com os resultados experimentais, como representado na Figura 5.21.

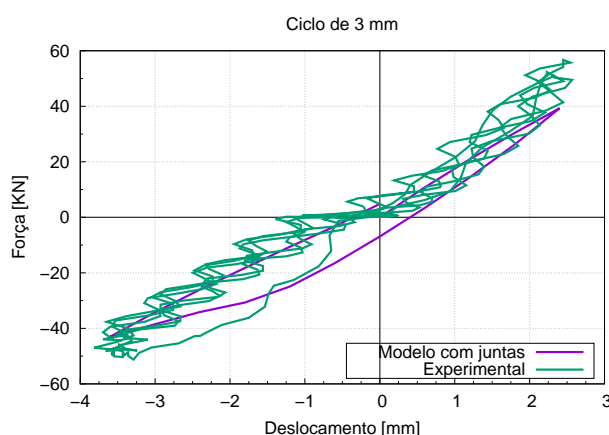


Figura 5.21: Comparação entre modelo numérico com juntas e resultados experimentais, para primeiro ciclo de 3 mm.

Para o ciclo correspondente ao deslocamento imposto de 3 mm, a comparação entre o modelo com juntas e os resultados experimentais confirma que a rigidez das molas é aceitável.

Steps	Ciclo [mm]	Deformações na base [m]	Deformações laterais [m]
34	3	8,10E-05	8,93E-05
89	6	1,38E-04	1,42E-04
239	12	2,36E-04	2,42E-04
509	18	3,22E-04	3,90E-04
899	24	3,88E-04	3,96E-04
1409	30	4,19E-04	4,26E-04
2040	36	4,48E-04	4,65E-04
2650	42	6,98E-04	7,12E-04

Tabela 5.1: Deformações máximas das molas, em cada ciclo de deslocamentos, para a face da base e as faces laterais.

5.3 Parâmetros dos materiais

5.3.1 Betão

Para a definição dos parâmetros que definem o comportamento do betão, relativamente à simulação numérica, recorda-se que há duas fases de betonagem e que para cada uma delas as propriedades dos betões são distintas. Inicialmente, optou-se por fazer corresponder os parâmetros dos modelos dos betões aos valores experimentais conhecidos, sendo que, para os valores desconhecidos, os mesmos parâmetros foram determinados a partir das expressões recomendadas em [38], apresentadas na Tabela 4.2 do Capítulo 4, ou a partir dos valores predefinidos do *software* ATENA. Os parâmetros básicos calculados para os betões da primeira e segunda fases estão expostos nas Tabelas 5.2 e 5.3, respectivamente.

Parâmetros básicos SBETA1	
$f_{cu} [MPa]$	42,6
$E_c [MPa]$	$34,85 \times 10^3$
$\mu [-]$	0,20
$f_t [MPa]$	2,927
$f_c [MPa]$	-36,21

Tabela 5.2: Parâmetros básicos do betão da primeira fase.

Parâmetros básicos SBETA2	
$f_{cu} [MPa]$	54,50
$E [MPa]$	$38,06 \times 10^3$
$\mu [-]$	0,20
$f_t [MPa]$	3,450
$f_c [MPa]$	-46,33

Tabela 5.3: Parâmetros básicos do betão da segunda fase.

A partir dos valores tabelados, iniciou-se uma simulação numérica do modelo para a calibração dos parâmetros referentes ao betão, com o intuito de comparar diagramas de força-deslocamento entre os resultados numéricos e experimentais. Na Figura 5.22, estão representados os resultados para os ciclos referentes ao deslocamento imposto de 6 mm.

Como é possível constatar, sobretudo para os deslocamentos negativos, a rigidez da viga modelada é inferior à rigidez da estrutura ensaiada em laboratório. Esta diferença relativamente à rigidez agravou-se para os ciclos posteriores, motivo pelo qual se decidiu interromper a análise.

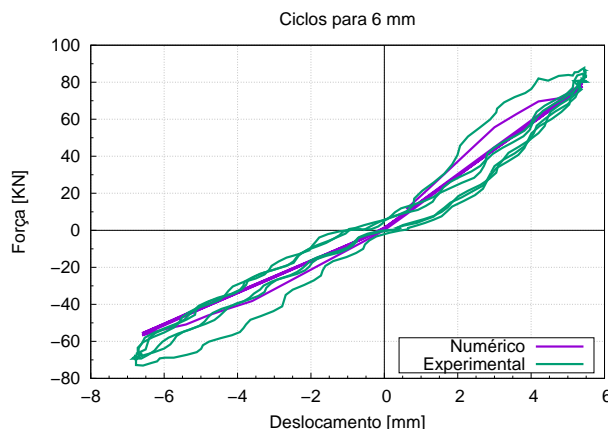


Figura 5.22: Comparação entre modelo numérico, com parâmetros básicos para o betão, e resultados experimentais.

Dado que, para o deslocamento de 6 mm, as armaduras solicitadas ainda se encontram na fase elástica, efectuou-se um estudo que consistiu na alteração dos parâmetros relativos ao betão para entender que variáveis estariam a provocar a perda de rigidez nos ciclos iniciais. Com base nas conclusões retiradas do trabalho apresentado em [16], constatou-se que o parâmetro da energia da fractura, G_F , influencia suficientemente o declive da relação força-deslocamento. A energia da fractura define-se como a energia dissipada para a formação de uma unidade de superfície de fissura, e, por este motivo, compreende-se como este parâmetro pode influenciar a rigidez da simulação numérica. Ainda sobre o referido trabalho, o parâmetro G_F não foi determinado a partir da fórmula recomendada pelo *software* ATENA, mas antes calculado através da recomendação do *CEB-FIB Model Code 2010* [10], cuja expressão é representada pela Equação 5.1.

$$G_F = G_{F,0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (5.1)$$

Onde:

G_F - energia da fractura [MN/m];

$G_{F,0}$ - valor base de energia da fractura [MN/m];

f_{cm} - resistência à compressão média do betão [MPa];

f_{cm0} - resistência à compressão média base do betão [MPa].

Considera-se que f_{cm0} toma o valor de 10 MPa. Relativamente ao parâmetro de base $G_{F,0}$, que está dependente da máxima dimensão do agregado, os valores estão apresentados na Tabela 5.4.

D_{max} [mm]	$G_{F,0}$ [MN/m]
8	$2,5 \times 10^{-5}$
16	$3,0 \times 10^{-5}$
32	$5,8 \times 10^{-5}$

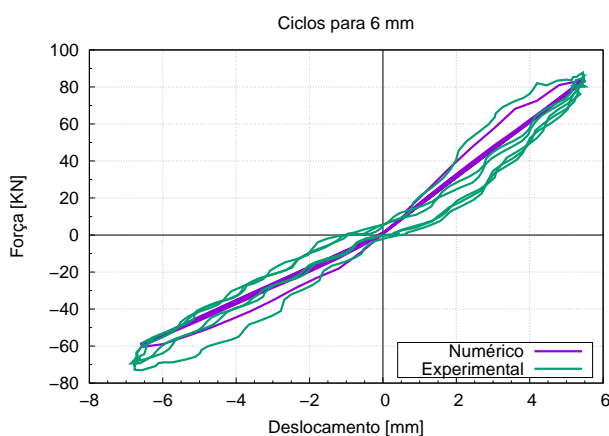
Tabela 5.4: Valor base de energia da fractura.

Dado que não há informação sobre a máxima dimensão do agregado, usada para a betonagem dos elementos, foram feitas simulações numéricas para os três valores base de energia da fractura. Na Tabela 5.5, são apresentados os valores calculados para a energia da fractura, consoante o tipo de máxima dimensão do agregado.

D_{max} [mm]	G_F [MN/m]	
	Betão 1ª fase	Betão 2ª fase
8	$6,15 \times 10^{-5}$	$7,31 \times 10^{-5}$
16	$7,38 \times 10^{-5}$	$8,77 \times 10^{-5}$
32	$1,43 \times 10^{-4}$	$1,69 \times 10^{-4}$

Tabela 5.5: Valores calculados para a energia da fractura, G_F , relativamente à primeira e segunda fases de betonagem.

Compararam-se os resultados experimentais com a simulação correspondente à máxima dimensão do agregado de 8 mm, cujo diagrama força-deslocamento está representado na Figura 5.23.

Figura 5.23: Comparação entre modelo numérico, com $D_{max} = 8$ mm, e resultados experimentais.

Através da comparação entre o modelo numérico, com a alteração do parâmetro G_F , e o modelo experimental, é possível concluir que a rigidez é satisfatoriamente coincidente, para os ciclos de 6 mm de deslocamento imposto. Desse modo, compararam-se os resultados entre as restantes simulações, para cada uma das

três máximas dimensões de agregados, para aferir se há diferenças significativas. Para as diferentes dimensões máximas, representadas nas Figuras 5.24 e 5.25, a comparação fez-se pela diferença, em forma absoluta, entre valores de força, de modo a permitir resultados mais quantitativos.

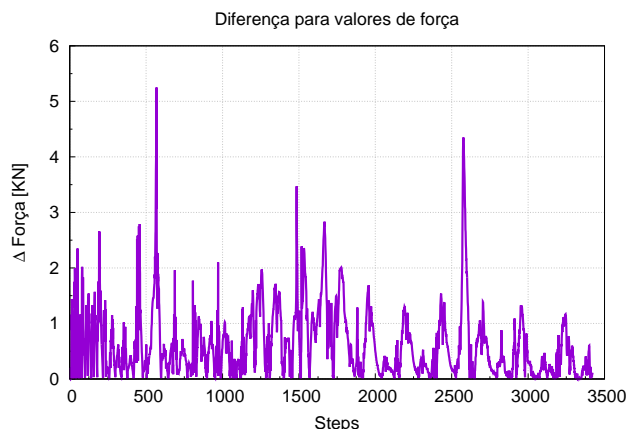


Figura 5.24: Diferença, para valores de força, entre modelos com $D_{max} = 8$ mm e com $D_{max} = 16$ mm.

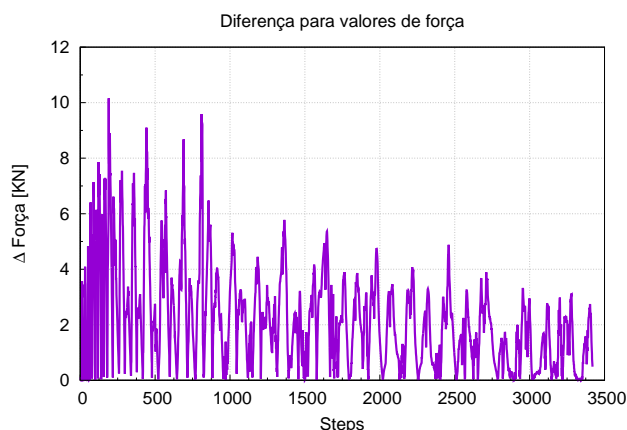


Figura 5.25: Diferença, para valores de força, entre modelos com $D_{max} = 16$ mm e com $D_{max} = 32$ mm.

A comparação feita para todos os *steps*, até ao deslocamento imposto de 42 mm, entre os diferentes parâmetros de energia da fractura calculados, segundo a recomendação do *CEB-FIB Model Code 2010* [10], permite constatar que as diferenças são relativamente desprezáveis. Desse modo, para prosseguir com a calibração, optou-se por uma máxima dimensão do agregado de 16 mm.

Assumindo a condição anterior para a definição da energia da fractura, $D_{max} = 16$ mm, procedeu-se à comparação entre os resultados numéricos e os

experimentais, que resulta na Figura 5.26.

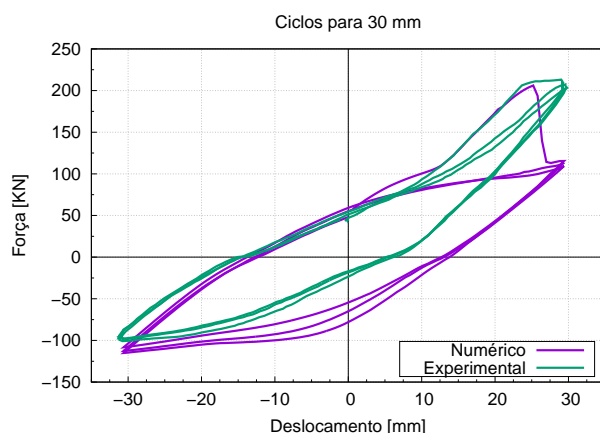


Figura 5.26: Comparação entre modelo numérico com $D_{max} = 16$ mm e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.

Como se pode observar, através da comparação entre a simulação numérica, com $D_{max} = 16$ mm, e o ensaio experimental, para um deslocamento imposto de 30 mm, ocorre uma perda acentuada de rigidez na ligação modelada. Após uma exaustiva calibração de todos os parâmetros relativos ao betão, optou-se por alterar o valor do parâmetro relativo ao deslocamento plástico, w_d , dado que, como foi referido no Capítulo 4, para a compressão pós-pico, o valor pré-definido pelo *software* ATENA não modela o comportamento dúctil da ligação viga-pilar sob acções cíclicas. Deste modo, para o parâmetro w_d , alterou-se de 0,5 mm para 5 mm. Posteriormente, fez-se a comparação entre os modelos numéricos, para aferir a influência daquele parâmetro na relação força-deslocamento da simulação numérica, apresentada na Figura 5.27.

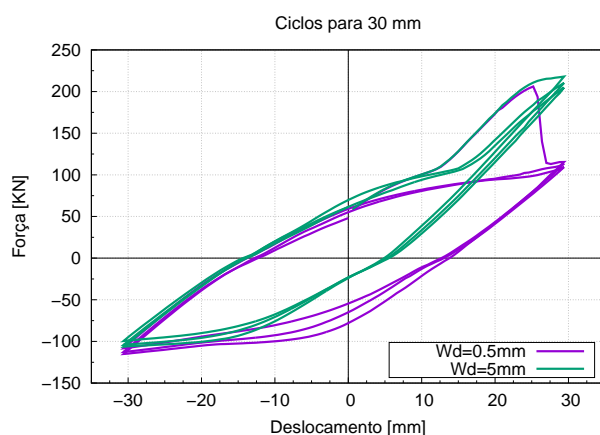


Figura 5.27: Comparação entre modelo numérico com $w_d = 0,5$ mm e $w_d = 5$ mm, para ciclos de 30 mm.

Pela comparação entre os resultados numéricos, para $w_d = 0,5$ mm e $w_d = 5$ mm, confirma-se que a alteração do parâmetro, para o valor recomendado por [32], soluciona a perda de rigidez anteriormente observada. Para verificar esta consideração, compararam-se os resultados da simulação numérica com os resultados experimentais, que se podem ver na Figura 5.28.

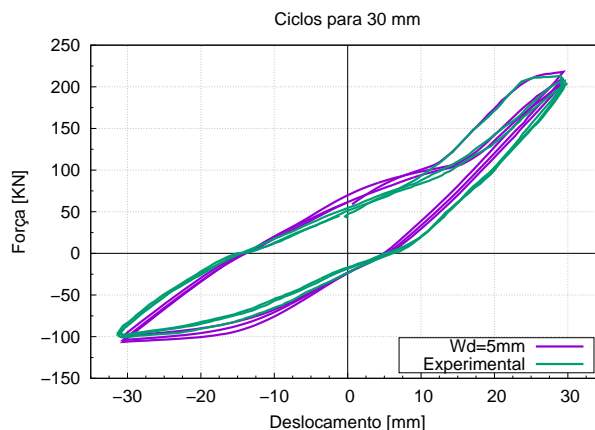


Figura 5.28: Comparação entre modelo numérico com $w_d = 5$ mm e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.

A partir da sobreposição dos resultados numéricos com resultados experimentais, constata-se que o comportamento da viga modelada, até aos ciclos relativos aos deslocamentos impostos de 30 mm e para o diagrama de força-deslocamento, é muito semelhante ao comportamento da viga ensaiada experimentalmente.

5.3.2 Armaduras

Para a calibração do modelo numérico, relativamente às armaduras, tendo em conta que a ligação viga-pilar será sujeita a acções cíclicas, optou-se pelo modelo *Cyclic Reinforcement*, como recomendado por [39]. Como sugerido pelo trabalho apresentado em [16], escolheu-se o comportamento bilinear com endurecimento para o aço.

As características do aço, para o modelo numérico, correspondem aos valores experimentais e estão resumidas na Tabela 5.6. Apesar da utilização de varões com diâmetros de 20 mm e 25 mm, não se ensaiaram as suas características, considerando que estes varões não contribuíram para a resistência da ligação, por estarem na zona do pilar [34].

Optando pelo modelo de aço *Cyclic Reinforcement*, é necessário definir os parâmetros de Menegotto-Pinto, cujos valores são predefinidos pelo *software* ATENA, como representado na Tabela 5.7.

Ao longo da simulação numérica, foi possível constatar, através da relação

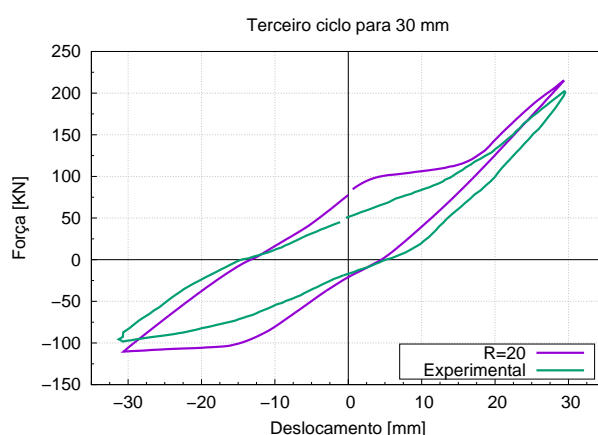
ϕ [mm]	$f_{y,m}$ [MPa]	$f_{u,m}$ [MPa]	$\varepsilon_{u,m}$ [‰]
8	543	651	10
16	547	633	10

Tabela 5.6: Características do aço para o modelo *Cyclic Reinforcement*.

R	20
C_1	18,5
C_2	0,15

Tabela 5.7: Parâmetros predefinidos para o modelo de Menegotto-Pinto.

força-deslocamento, que a rigidez do modelo numérico era relativamente coincidente com o comportamento dos ensaios experimentais. Contudo, a partir dos ciclos correspondentes ao deslocamento imposto de 30 mm, foi possível observar que a curva histerética do modelo numérico não coincidia com o esperado, como se constata da Figura 5.29, que faz a comparação entre o modelo numérico, com valores predefinidos para o modelo de aço *Cyclic Reinforcement*, e os resultados experimentais, no terceiro ciclo do deslocamento de 30 mm.

Figura 5.29: Comparação entre modelo com parâmetro $R = 20$ e resultados experimentais.

Como já foi referido no Capítulo 4, o parâmetro R permite variar o efeito de Bauschinger. Deste modo, optou-se por começar a calibração do aço a partir dessa variação. Ao reduzir o parâmetro R de 20 para 5, constatou-se que houve influência no estreitamento do diagrama, como se pode ver pela Figura 5.30, que apresenta a comparação entre os modelos numéricos com $R = 5$ e $R = 20$, para o terceiro ciclo relativo ao deslocamento de 30 mm.

Posteriormente fez-se uma comparação entre o modelo com $R = 5$ e os resultados experimentais, para o mesmo deslocamento imposto, representado

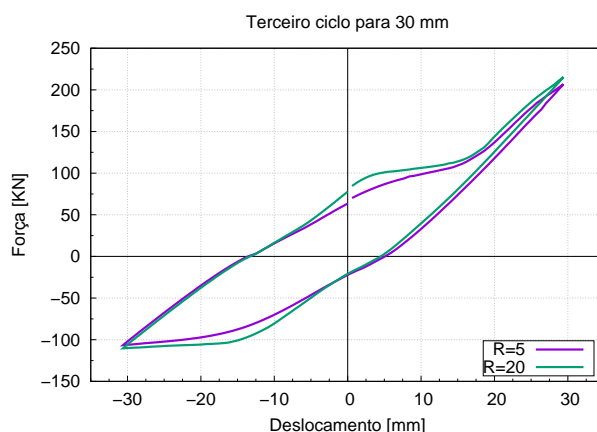


Figura 5.30: Comparação entre os modelos com parâmetro $R = 5$ e $R = 20$.

na Figura 5.31. Observa-se que a curva histerética, do modelo numérico, está relativamente próxima dos resultados experimentais. Contudo, observa-se igualmente que no patamar de cedência para as armaduras, relativamente à simulação numérica, a força para o deslocamento máximo, no sentido negativo, não concorda com o diagrama experimental. Ao tentar reduzir o parâmetro R surgiram erros de convergência na simulação numérica.

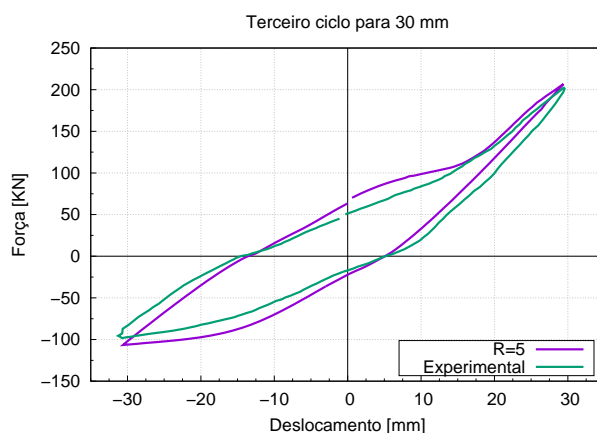


Figura 5.31: Comparação entre modelo com parâmetro $R = 5$ e resultados experimentais.

Optou-se por um comportamento bilinear, sem endurecimento, para o modelo das armaduras, de modo a entender a discrepância de rigidez para o deslocamento de 30 mm, no sentido negativo, após a cedência dos varões. A definição do material de aço, no *software* ATENA, não permite a entrada de dados sobre os parâmetros para a tensão média de rotura, $f_{u,m}$, e para a extensão média máxima, $\varepsilon_{u,m}$. Os restantes parâmetros mantiveram-se. Para comparar com a relação força-deslocamento dos últimos resultados, entendeu-se que o parâmetro

R se manteria igual a 5. Os resultados da comparação entre o modelo com endurecimento e sem endurecimento são os apresentados na Figura 5.32.

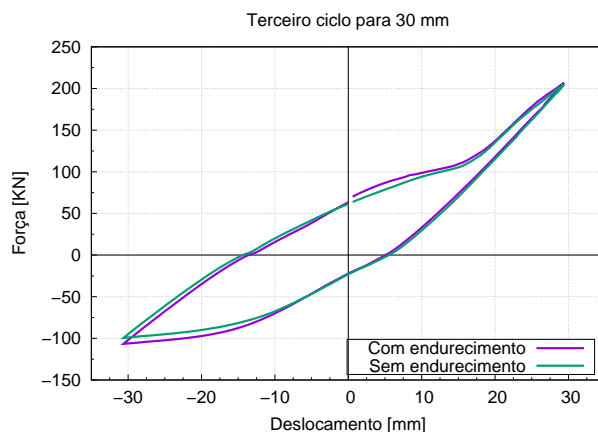


Figura 5.32: Comparação entre modelos com endurecimento e sem endurecimento, relativamente ao comportamento do aço.

Observou-se que o comportamento bilinear das armaduras, sem endurecimento, apresenta um decréscimo da força para o máximo deslocamento do ciclo, quando comparado com o modelo anterior, que assume um comportamento bilinear com endurecimento. Deste modo, fez-se a comparação com os resultados experimentais, exposta na Figura 5.33.

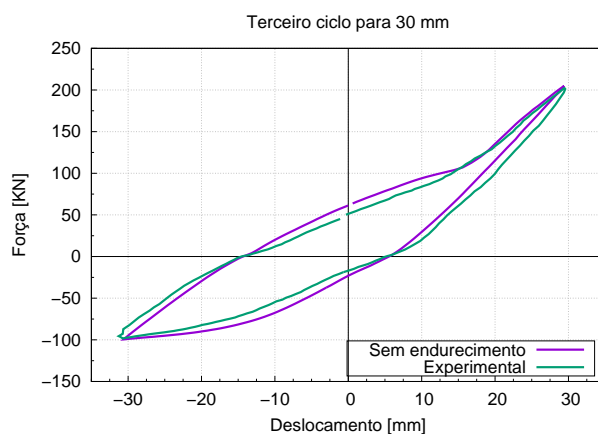


Figura 5.33: Comparação entre o modelo sem endurecimento, para o comportamento do aço, e os resultados experimentais.

O diagrama força-deslocamento para o modelo da viga-pilar, com comportamento bilinear sem endurecimento e com parâmetro $R = 5$, para a definição das armaduras, até aos ciclos correspondentes ao deslocamento imposto de 30 mm, representa eficazmente a relação força-deslocamento que resultou dos ensaios

experimentais. Contudo, faz-se notar que o comportamento da armadura sem endurecimento não é realista, mas como a diferença entre resultados não é exagerada, optou-se por assumir esta consideração para as fases posteriores.

5.4 Juntas de Interface

Após a calibração do betão e da armadura, procedeu-se à calibração das propriedades que caracterizam as juntas de interface.

Numa primeira etapa, como já referido, fez-se um modelo de viga sem juntas, simulando o comportamento de uma estrutura monolítica, para calibrar a flexibilidade do apoio e as características relativas ao comportamento do betão e do aço. Deste modo, na zona das juntas, para a fronteira entre macroelementos, escolheu-se o tipo de ligação “rígido”. Na Figura 5.34, faz-se a comparação dos resultados da simulação numérica, sem juntas, com os resultados experimentais, para os ciclos que correspondem ao deslocamento de 6 mm.

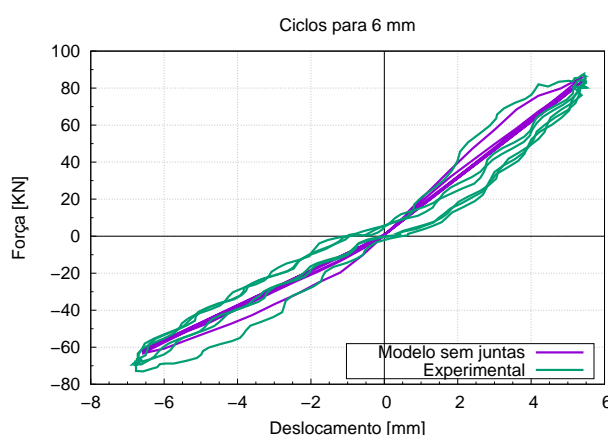


Figura 5.34: Comparação entre modelo numérico sem juntas e resultados experimentais, para ciclos de 6 mm.

Através da comparação entre o modelo de viga sem juntas e os resultados experimentais, observa-se a disparidade para o comportamento histerético. Essa diferença é expectável, visto que houve abertura da junta nos primeiros ciclos dos ensaios experimentais, permitindo uma dissipação de energia, que não se verificou no caso do modelo numérico. Ainda assim, apesar da diferença nas curvas histeréticas, constata-se que as forças, correspondentes aos deslocamentos máximos, são coincidentes. Desta forma, decidiu-se prosseguir com a simulação numérica. A Figura 5.35 representa os resultados numéricos do mesmo modelo, para os ciclos relativos ao deslocamento de 18 mm.

Relativamente aos resultados para ciclos de 18 mm, a diferença de comportamento histerético manteve-se. Contudo, é observável que o modelo

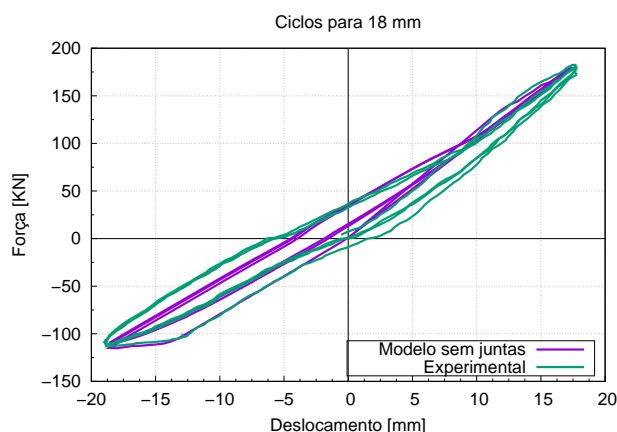


Figura 5.35: Comparação entre modelo numérico sem juntas e resultados experimentais, para ciclos de 18 mm.

numérico, sem juntas, simulou a cedência das armaduras, no sentido do deslocamento negativo, tal como ocorrido no ensaio experimental. Optou-se, dessa forma, por fazer a comparação de resultados para o deslocamento imposto de 30 mm, apresentado na Figura 5.36.

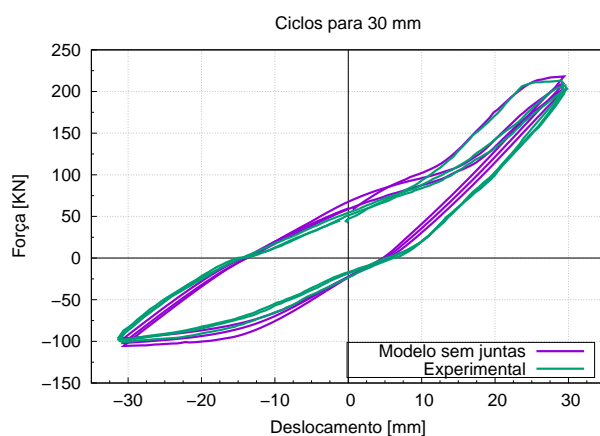


Figura 5.36: Comparação entre modelo numérico sem juntas e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.

Pela comparação de resultados nos ciclos relativos para 30 mm de deslocamento, observa-se que o comportamento do modelo numérico é relativamente próximo do comportamento da estrutura ensaiada. Por esse motivo, usou-se o modelo numérico sem juntas como modelo de referência para a calibração das mesmas, dado que se propõe simular a abertura da junta, de modo a coincidir o comportamento histerético do modelo com o comportamento da viga experimental.

O software ATENA permite parametrizar as características das juntas através da definição da rigidez normal e tangencial, e através da resistência à tracção, do coeficiente de coesão e do coeficiente de atrito. Como referido no Capítulo 4, a definição da rigidez normal e tangencial depende da espessura, do módulo de elasticidade e do módulo de distorção da junta. Dado que não foram feitos ensaios laboratoriais para caracterizar o comportamento das juntas, e porque aqueles parâmetros são desconhecidos, optou-se por utilizar uma outra formulação, recomendada em [38] e expressa na Equação 5.2.

$$K_{nn} = K_{tt} = \frac{E}{d_{elementofinito}} \times 10 \quad (5.2)$$

Onde,

K_{nn} - rigidez normal da junta de interface;

K_{tt} - rigidez tangencial da junta de interface;

E - módulo de elasticidade mínimo dos materiais adjacentes à junta;

$d_{elementofinito}$ - dimensão dos elementos finitos adjacentes à junta.

Sobre a resistência à tracção e os coeficientes de coesão e atrito das juntas, também não foram desenvolvidos ensaios para determinar os parâmetros que caracterizam o comportamento das juntas. Desse modo, recorreu-se a aproximações, usadas em [16], e que estão descritas na Equação 5.3.

$$f_{t,ij} = a \times \min(f_{ctm,i}; f_{ctm,j}), \quad C = \mu f_{t,ij} \quad (5.3)$$

Em que:

$f_{t,ij}$ - resistência à tracção da junta;

$f_{ctm,i}$ - valor médio da tensão de rotura à tracção do material adjacente i ;

$f_{ctm,j}$ - valor médio da tensão de rotura à tracção do material adjacente j ;

a - parâmetro que varia entre 0,25 e 0,5;

C - coeficiente de coesão;

μ - coeficiente de atrito que varia entre 0,3 e 0,5.

Para iniciar a calibração das juntas de interface, fez-se uma simulação numérica com os valores expostos na Tabela 5.8, para depois se comparar com o modelo de referência sem juntas. A comparação de resultados dos dois modelos numéricos está representada na Figura 5.37, para o primeiro ciclo de 3 mm.

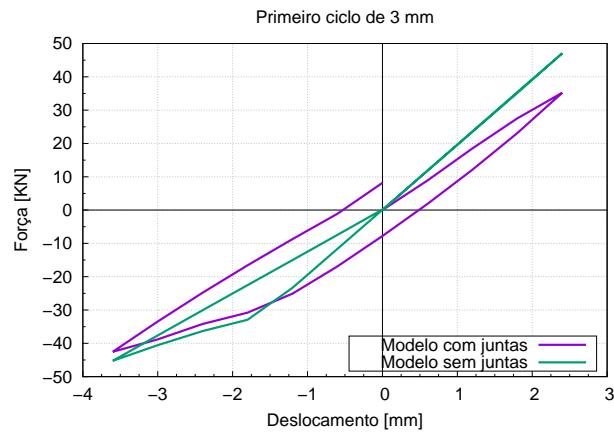


Figura 5.37: Comparação entre modelos numéricos com e sem juntas, para ciclo de 3 mm.

Parâmetros das juntas	
E [GPa]	32,36
$d_{\text{elemento finito}}$ [m]	0,05
K_{nn} [MN/m ³]	$6,47 \times 10^6$
K_{tt} [MN/m ³]	$6,47 \times 10^6$
K_{nn}^{\min} [MN/m ³]	$6,47 \times 10^4$
K_{tt}^{\min} [MN/m ³]	$6,47 \times 10^4$
$f_{t,ij}$ [MPa]	1,46
a [—]	0,5
C [MPa]	0,73
μ [—]	0,5

Tabela 5.8: Parâmetros para a definição das juntas de interface.

A relação força-deslocamento, para o modelo com juntas, mostra uma grande perda de rigidez na ligação. Por esse motivo, fez-se variar os valores da rigidez normal e da rigidez tangencial da junta, para averiguar o grau de influência desse parâmetro. A Tabela 5.9 mostra a variação dos parâmetros de rigidez, que foram usados para calibrar o modelo da viga com juntas. Com os resultados das simulações numéricas, fez-se uma comparação para o primeiro ciclo de 3 mm, representada na Figura 5.38.

Modelo	$K_{nn} [MN/m^3]$	$K_{tt} [MN/m^3]$
Com juntas 1	$6,47 \times 10^7$	$6,47 \times 10^7$
Com juntas 2	$6,47 \times 10^8$	$6,47 \times 10^8$
Com juntas 3	$6,47 \times 10^9$	$6,47 \times 10^9$
Com juntas 4	$6,47 \times 10^{10}$	$6,47 \times 10^{10}$

Tabela 5.9: Calibração da rigidez das juntas para quatro valores de rigidez.

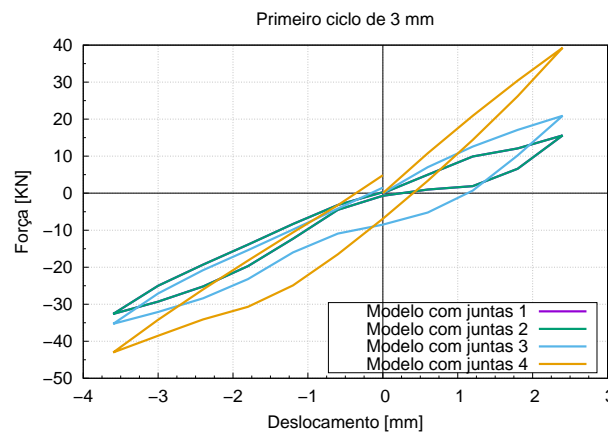


Figura 5.38: Comparação entre quatro modelos com juntas, com variação de rigidez normal e tangencial.

Através da comparação entre os quatro modelos, para a calibração das juntas com variação dos parâmetros de rigidez, observou-se que os modelos com juntas 1 e 2 são coincidentes. Contudo, relativamente aos restantes modelos, confirmou-se que aumentando a rigidez normal e tangencial da junta, há aumento da rigidez da ligação da viga-pilar. Desse modo, fez-se a comparação entre o modelo com juntas 4 e o modelo sem juntas, para o primeiro e o último ciclos da simulação, apresentada na Figura 5.39 e Figura 5.40, respectivamente.

Com a comparação entre os resultados do modelo com juntas 4 e os resultados do modelo sem juntas, é possível perceber que a rigidez inicial da ligação é relativamente próxima. Contudo, para o último ciclo, relativo ao deslocamento imposto de 42 mm, apesar da presença da junta, na direcção dos deslocamentos negativos constata-se que a ligação é mais rígida do que seria expectável. Assim

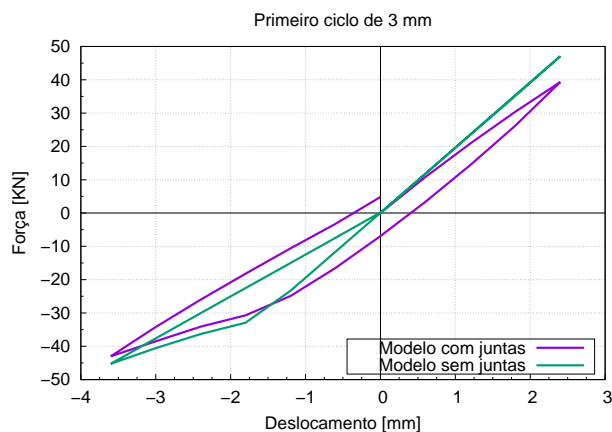


Figura 5.39: Comparação entre modelo com juntas 4 e modelo sem juntas, para primeiro ciclo de 3 mm.

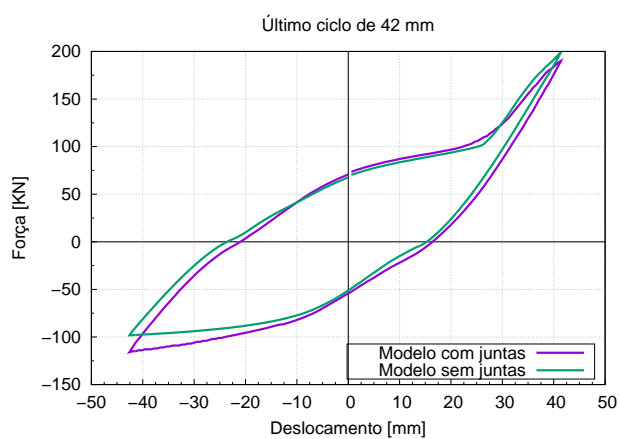


Figura 5.40: Comparação entre modelo com juntas 4 e modelo sem juntas, para último ciclo de 42 mm.

fez-se uma variação da rigidez normal, reduzindo-a de $6,47 \times 10^{10}$ para $6,47 \times 10^9$ MN/m^3 , que resulta no diagrama representado na Figura 5.41.

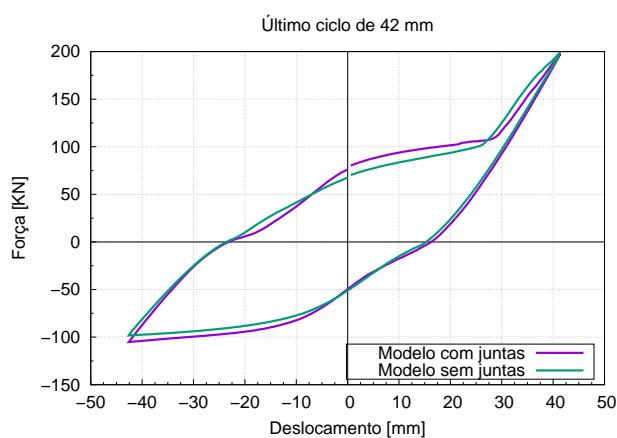


Figura 5.41: Comparação entre modelo com juntas 4 com rigidez alterada e modelo sem juntas, para último ciclo de 42 mm.

Através da redução da rigidez normal, foi possível melhorar o comportamento da ligação viga-pilar, quando comparado com o modelo sem juntas. Efectuou-se uma comparação para a fendilhação entre os modelos com juntas e sem juntas, de modo a perceber se as juntas têm influência no desenvolvimento das fendas. A comparação entre modelos numéricos está representada na Figura 5.42.

Para o modelo da viga sem juntas, a fendilhação ocorre através de um padrão esperado, com distribuição na diagonal. No modelo com juntas, as fendas também se desenvolvem numa direcção diagonal, mas não atravessam as juntas de interface. Confirma-se que o modelo com juntas calibradas possibilita a observação da influência das mesmas para o desenvolvimento das fendas.

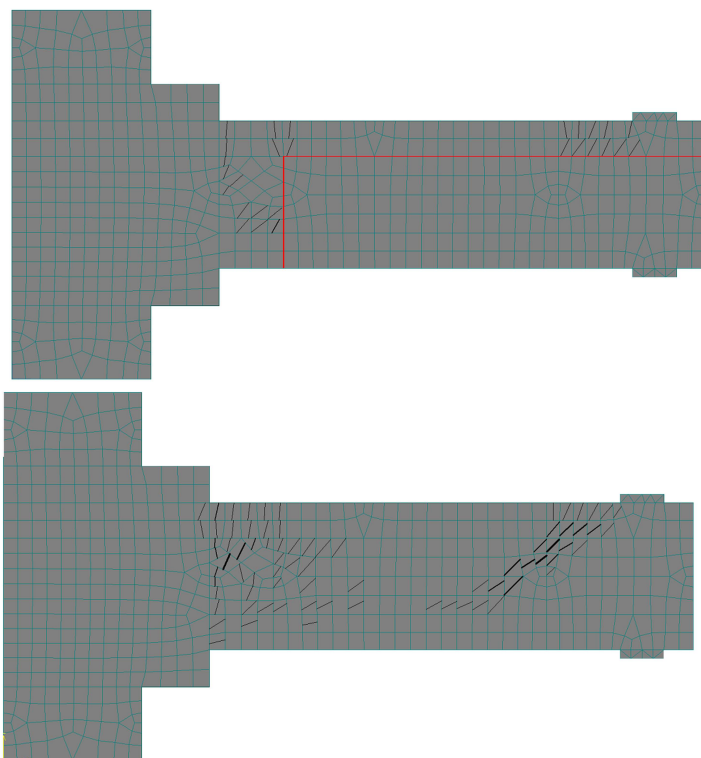


Figura 5.42: Fendilhação para modelos com juntas e sem juntas, para deslocamento imposto de 4,8 mm (*step* 70) no sentido positivo.

Capítulo 6

Apresentação de resultados

A fase da calibração permitiu ajustar, relativamente à ligação viga-pilar ensaiada, o comportamento do modelo numérico, para que fosse possível fazer comparações, quantitativas e qualitativas, relativamente aos resultados experimentais. Os comportamentos dos modelos, numérico e experimental, são determinados para a relação força-deslocamento e para os modos de fendilhação, e a comparação entre os mesmos torna possível verificar a precisão da calibração numérica. Contudo, é preciso ter em conta que a simulação de um modelo numérico, mesmo que calibrado, não consegue reproduzir perfeitamente o comportamento que resulta de um ensaio experimental, visto que há simplificações e assumções que divergem dos fenómenos reais, que serão abordados no Capítulo 7, relativo às conclusões do trabalho presente nesta dissertação. Para a apresentação dos resultados numéricos, após a fase da calibração, optou-se por separá-los para dois modelos conseguidos, com e sem juntas, de modo a aferir a precisão dos mesmos relativamente aos resultados experimentais.

6.1 Modelo sem juntas de interface

O comportamento de uma estrutura sujeita a acções cíclicas, para a relação força-deslocamento, resulta num diagrama histerético, como se pode observar pela Figura 6.1.

Através da comparação entre os diagramas, relativos ao modelo numérico sem juntas e ao modelo experimental, constata-se que foi possível simular a assimetria de capacidade resistente da viga, para as duas direcções de carregamento. Essa assimetria é expectável e justifica-se porque não só as larguras dos banzos, superior e inferior, são diferentes, como também a quantidade de armadura presente, entre os banzos, é distinta. Adicionalmente, pode-se observar que a estrutura atinge a fase pós-cedência numa direcção, relativa aos deslocamentos negativos, enquanto na direcção oposta a viga mantém-se na fase elástica. Verifica-se igualmente que, nos ciclos que correspondem à fase pós-cedência, há perda de rigidez de uma maneira mais pronunciada na direcção dos deslocamentos negativos.

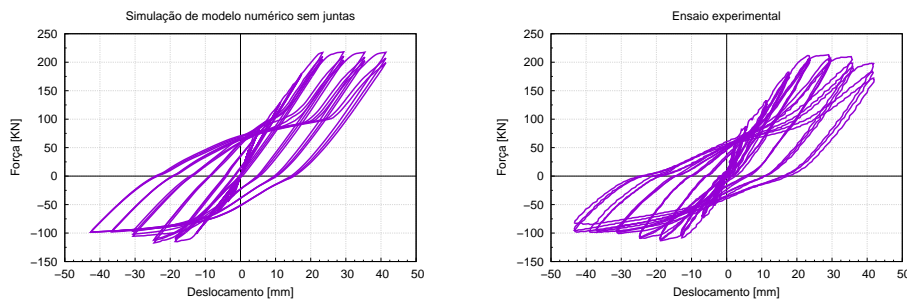


Figura 6.1: Comportamento força-deslocamento para modelo numérico sem juntas (esquerda) e modelo experimental (direita), para todos os ciclos de deslocamento imposto.

A rigidez inicial do modelo numérico, como se constata pela Figura 6.2, é suficientemente coincidente com o comportamento experimental. Porém, não foi possível simular o comportamento histerético dos ciclos iniciais evidenciado pelos resultados experimentais, devido à ausência das juntas construtivas. A partir da apresentação dos resultados experimentais, descritos em [34], para os primeiros ciclos, dá-se uma abertura na junta vertical, influenciando o comportamento da viga ao longo do ensaio. Ao não se considerar a presença das juntas, no modelo numérico, é expectável que a variação na direcção dos carregamentos não provoque um comportamento equivalente ao observado no ensaio experimental.

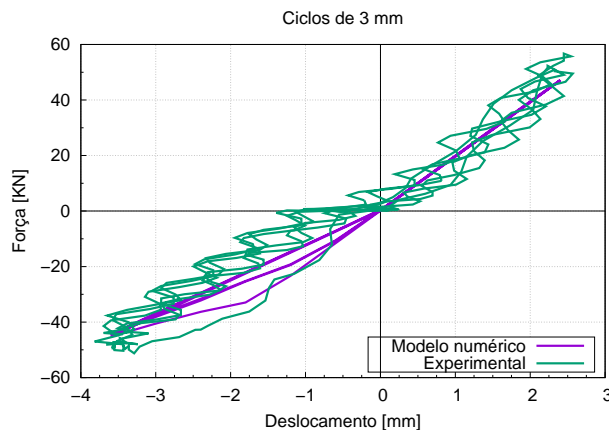


Figura 6.2: Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 3 mm.

O patamar de cedência das armaduras, no sentido negativo dos deslocamentos, inicia-se para o ciclo de 18 mm, como se pode observar pela Figura 6.3, e coincide com os resultados experimentais. Contudo, no modelo ensaiado, a força máxima surge no ciclo de 18 mm, para um valor de 113,32 kN, e no modelo numérico, a mesma acontece no ciclo de 24 mm, para um valor de 117,18 kN, como consta da Figura 6.4. Apesar de surgirem para diferentes ciclos de deslocamento imposto, os

valores de força máxima não distam muito entre si, com um erro relativo de 3,5%. De referir que a partir dos ciclos correspondentes aos deslocamentos de 24 mm, o comportamento da curva histerética, nos diagramas da simulação numérica, está relativamente próximo do comportamento evidenciado pelos resultados experimentais.

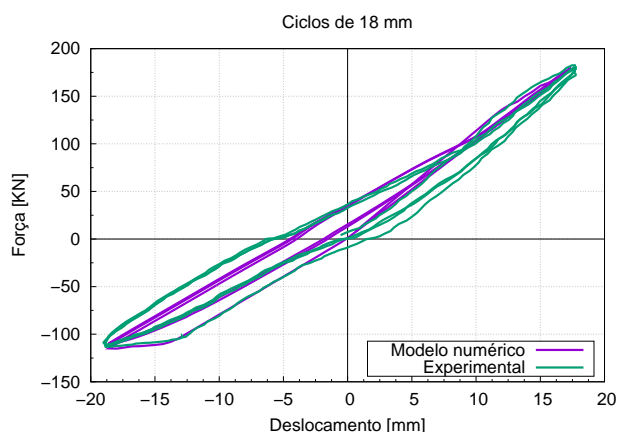


Figura 6.3: Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 18 mm.

No sentido positivo dos deslocamentos, para o modelo numérico, o patamar de cedência das armaduras acontece no ciclo de 30 mm, tal como para o modelo experimental, como se pode observar na Figura 6.5. Relativamente às forças máximas, ambas acontecem para o mesmo ciclo, de 30 mm de deslocamento, e com valores de 212,6 kN e de 218,1 kN para os modelos experimental e numérico, respectivamente. O erro relativo entre as forças máximas é de 2,6%.

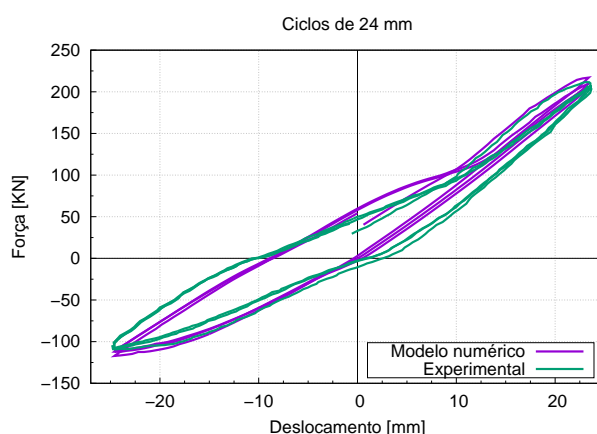


Figura 6.4: Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 24 mm.

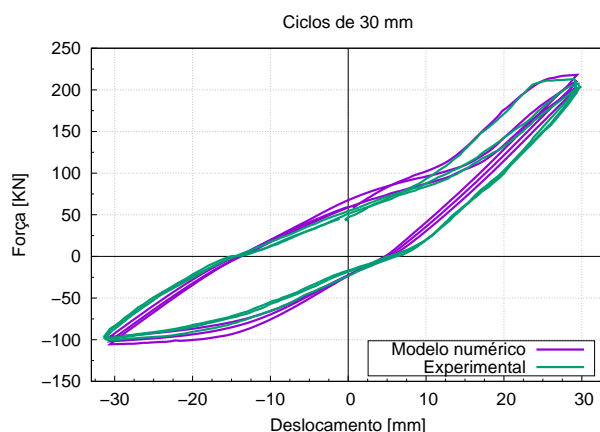


Figura 6.5: Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 30 mm.

Para ciclos posteriores ao deslocamento de 30 mm, o modelo numérico não consegue simular, quantitativamente, a perda progressiva de rigidez da ligação, como acontece para a estrutura ensaiada, como se constata pela Figura 6.6. Também se observa que a força correspondente ao deslocamento máximo do modelo numérico, para cada ciclo posterior ao deslocamento de 30 mm, é sempre superior à força do mesmo deslocamento do modelo experimental. Isto sucede tanto para os ciclos relativos ao deslocamento de 36 mm, como para os ciclos de 42 mm. Ainda assim, como se pode ver na Figura 6.7, a perda de rigidez, nos ciclos relativos ao deslocamento de 42 mm, acentua-se tanto para o modelo numérico como para o modelo experimental, para o deslocamento da viga no sentido positivo, mas a referida perda não se repete para o sentido contrário. É necessário referir que o *software* ATENA 2D, para a definição dos elementos relativos à armadura, exige ao utilizador uma simplificação que limita excessivamente a simulação. Como já foi referido anteriormente, para determinar geometricamente os elementos relativos à armadura, é necessário definir uma camada que represente a área total dos varões sobrepostos na largura da peça, visto que o modelo está em 2D. Por exemplo, para a primeira camada de armadura, no banzo superior, há $2\phi 16$ e $6\phi 8$, contudo, para definir a quantidade de aço no *software*, é necessário introduzir o somatório total das secções de aço, que corresponde a $7,04 \text{ cm}^2$, para um e só um tipo de varão. Esta limitação reflecte-se sobretudo se as propriedades que caracterizam os tipos de varão utilizados forem relativamente diferentes e pode, também, condicionar o modelo numérico, principalmente após a fendilhação do betão, tornando a calibração através do ATENA 2D num exercício extremamente complicado.

Sobre a fendilhação, para o modelo numérico sem juntas, faz-se somente referência aos ciclos iniciais, dado que para a restante simulação, a análise sobre o modo de propagação das fendas se torna desnecessária, uma vez que não permite aferir a influência das juntas.

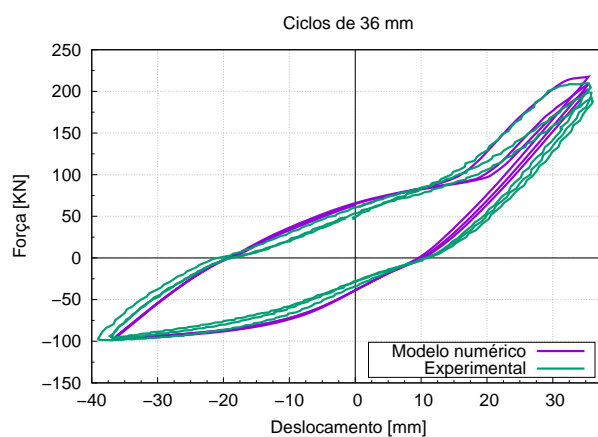


Figura 6.6: Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 36 mm.

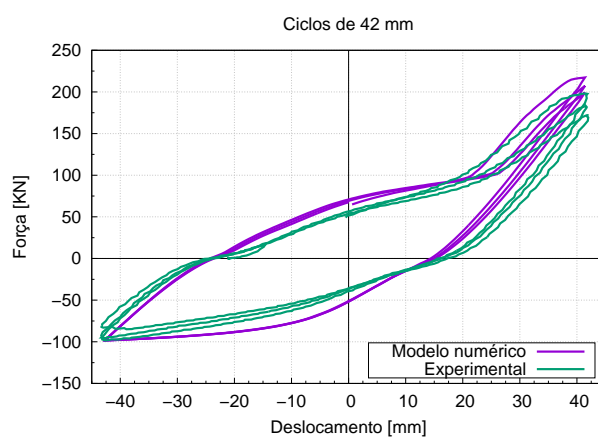


Figura 6.7: Comparação entre resultados numéricos, com modelo sem juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 42 mm.

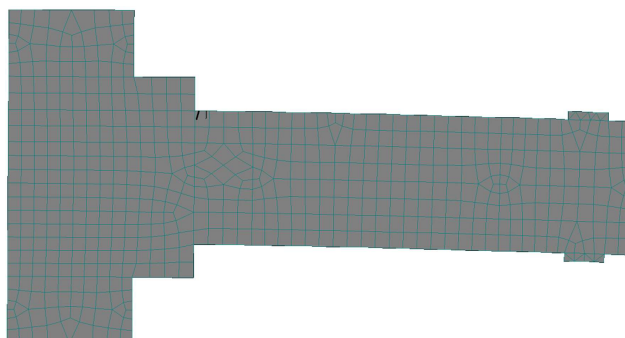


Figura 6.8: Esquema de fendilhação no modelo deformado sem juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção positiva.

Para os ciclos iniciais de 3 mm, na direcção do deslocamento positivo, constata-se que as fendas surgem somente para o banzo superior, sem que estas cheguem à alma da viga, como se observa na Figura 6.8. Para a direcção contrária, as fendas conseguem atingir a alma, representado na Figura 6.9, situação que se repete para a estrutura ensaiada, dado que existe uma diferença significativa entre as áreas de secção dos banzos inferior e superior.

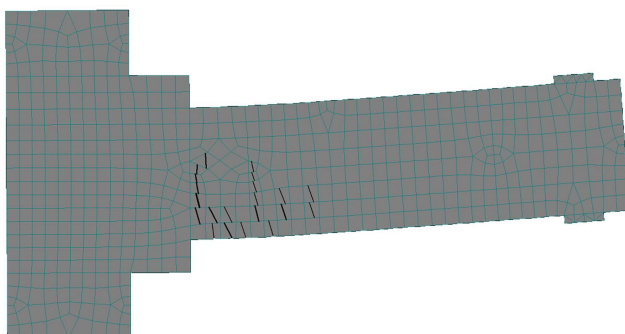


Figura 6.9: Esquema de fendilhação no modelo deformado sem juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção negativa.

6.2 Modelo com juntas de interface

Posteriormente à análise dos resultados da simulação numérica do modelo sem juntas, faz-se o mesmo para o modelo com juntas, resultando no diagrama exposto na Figura 6.10, de modo a entender o comportamento global da estrutura modelada, quando comparado com os resultados experimentais.

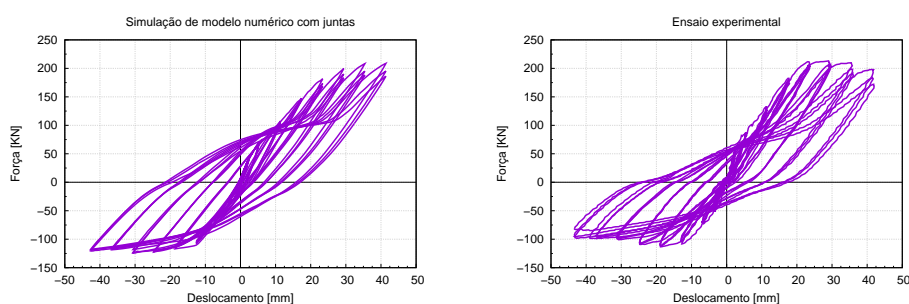


Figura 6.10: Comportamento força-deslocamento para modelo numérico com juntas (esquerda) e modelo experimental (direita), para todos os ciclos de deslocamento imposto.

A partir da comparação entre os diagramas do modelo numérico com juntas e o modelo experimental, é possível observar a existência de assimetria na capacidade resistente da viga para as duas direcções de carregamento. Porém, pela observação global de todos os ciclos de deslocamento imposto, é notória a

divergência de resultados, numéricos e experimentais, relativamente à ausência dos patamares de cedência, quando estas são evidentes para o diagrama experimental e para o diagrama numérico do modelo sem juntas.

Observando os resultados da simulação numérica para os primeiros ciclos, relativos ao deslocamento de 3 mm, constata-se que a rigidez, para o sentido positivo do deslocamento, é ligeiramente inferior comparativamente à mesma para os resultados experimentais, como se observa na Figura 6.11. Contudo, faz-se notar a existência de um comportamento histerético para o início da simulação numérica, ao contrário do verificado para o modelo sem juntas.

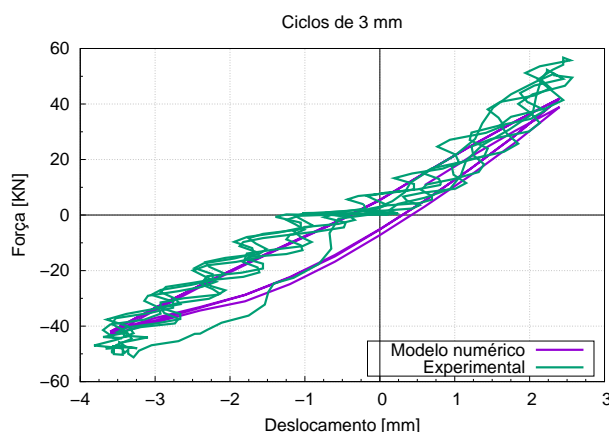


Figura 6.11: Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 3 mm.

Com o desenvolvimento da simulação, para ciclos posteriores ao deslocamento de 3 mm, torna-se evidente que o modelo numérico, para os deslocamentos positivos, não consegue coincidir a força de cada deslocamento máximo para valores próximos com as do modelo experimental, como exemplificado nas Figuras 6.12 e 6.13. A partir dos resultados da estrutura ensaiada, observa-se uma divergência de rigidez para a alternância de sentidos de carregamento, que não é visível para os resultados numéricos do modelo com juntas, resultando numa simetria de forças máximas nas duas direcções de carregamento.

Relativamente ao patamar de cedência no modelo numérico, representado na Figura 6.14, para a direcção dos deslocamentos negativos, esta ocorre para o ciclo correspondente aos 18 mm, relativamente coincidente com o sucedido no ensaio experimental. Contudo, para os ciclos relativos aos 24 mm, apresentados na Figura 6.15, não só se dá a ausência evidente do referido patamar, como há aumento de força para o deslocamento máximo. É, portanto, possível que haja influência no comportamento do betão devido ao deslizamento na interface das juntas e que este interfira na abertura e fecho de fendas. Pela Figura 6.16, que representa o modelo deformado para o deslocamento positivo de 24 mm, verifica-se o deslizamento das juntas, zonamento A, e constata-se a presença

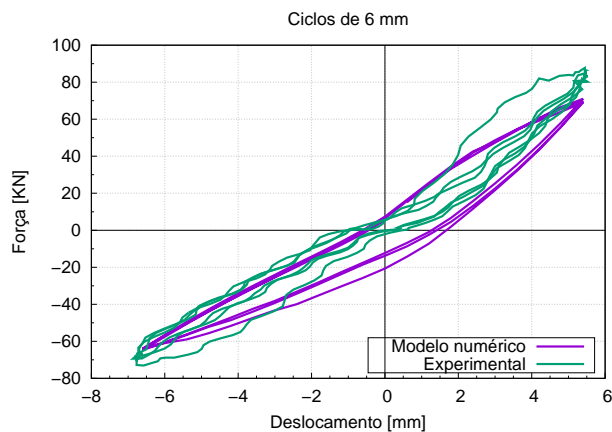


Figura 6.12: Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 6 mm.

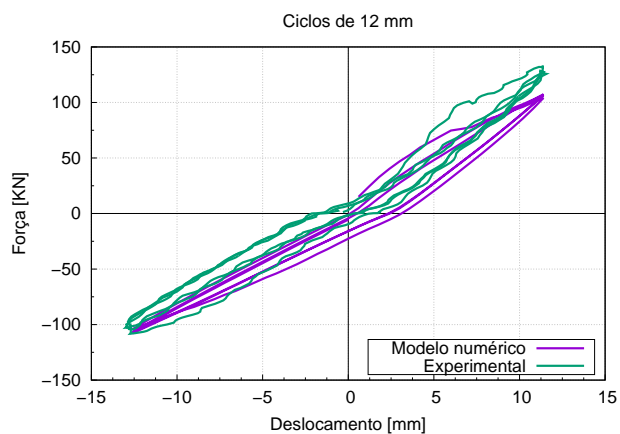


Figura 6.13: Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 12 mm.

de compressões, que derivam da sobreposição de macroelementos na região da junta vertical, localizada no zonamento B. De referir que a escala de cores da Figura 6.16 tem unidades em MPa.

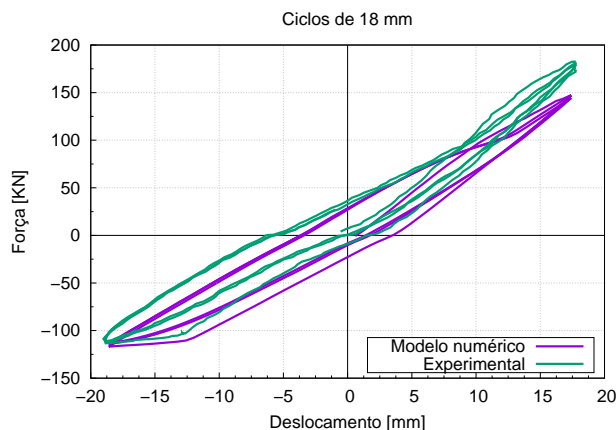


Figura 6.14: Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 18 mm.

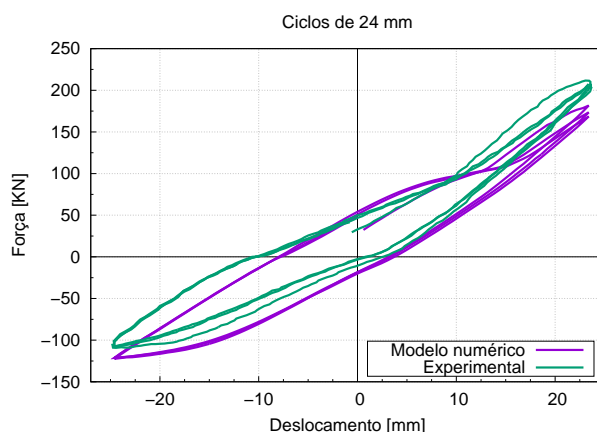


Figura 6.15: Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 24 mm.

Com a evolução do incremento de deslocamentos, o modelo numérico com juntas não consegue simular a perda de rigidez progressiva, como acontece para o modelo experimental, como exemplificado na Figura 6.17. Para o modelo numérico com juntas, as forças máximas são de 208,73 kN, para a direcção dos deslocamentos positivos correspondente ao ciclo de 42 mm, e de 124,27 kN, para a direcção oposta, correspondente ao ciclo de 30 mm.

Sobre a fendilhação para o modelo com juntas, confirma-se a mesma situação descrita para o modelo sem juntas, nos ciclos iniciais. Para o deslocamento na

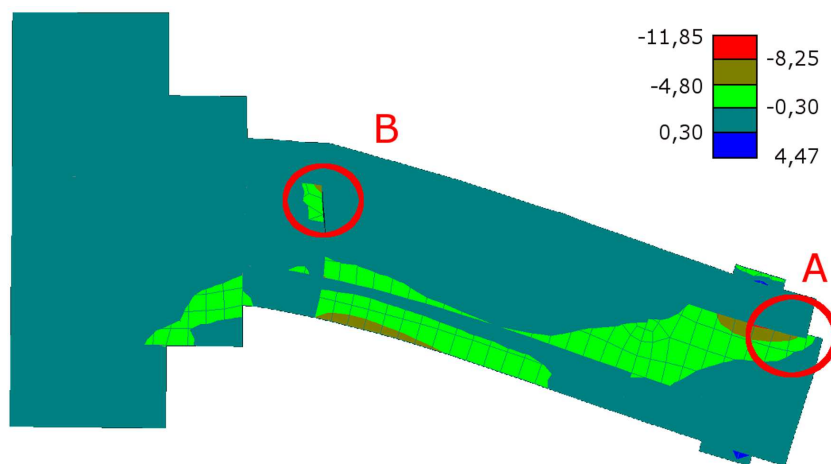


Figura 6.16: Tensões σ_{xx} para modelo deformado com juntas (deslocamento de 24 mm). Ampliação de 50x para a deformação.

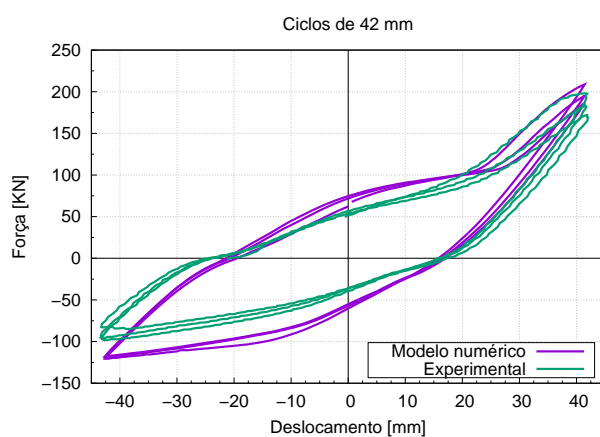


Figura 6.17: Comparação entre resultados numéricos, com modelo com juntas, e resultados experimentais, para ciclos de 42 mm.

direcção negativa, as fendas propagam-se do banzo inferior até à alma da viga, para a direcção contrária, surgindo somente para o banzo superior, como se pode observar pelas Figuras 6.18 e 6.19. Com a imposição de um deslocamento de 6 mm, na direcção positiva, a fendilhação consegue estender-se à alma da viga, representado pela Figura 6.20, coincidindo com o observável a partir dos ensaios experimentais.

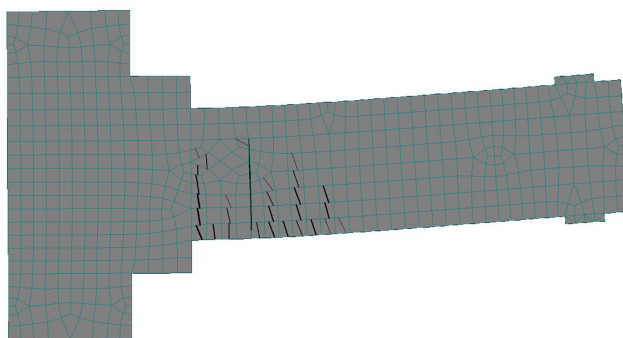


Figura 6.18: Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção negativa. Ampliação de 50x para a deformação.

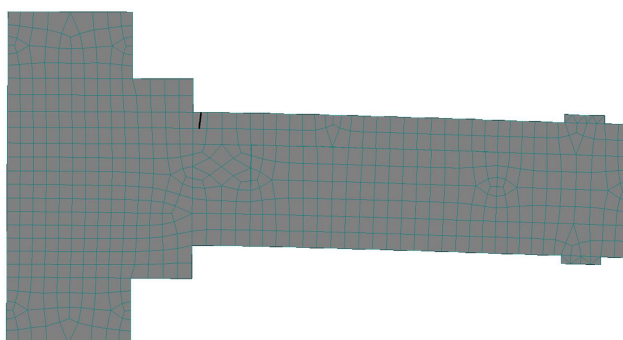


Figura 6.19: Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 3 mm, na direcção positiva. Ampliação de 50x para a deformação.

É possível confirmar a influência da junta sobre a propagação das fendas para um deslocamento imposto de 6 mm, na direcção negativa, através da Figura 6.21. Neste esquema, para a propagação das fendas na vizinhança da junta vertical, observa-se que há uma parte da fendilhação que é interrompida pela descontinuidade entre interfaces. Contudo, como é visível pela representação da fendilhação relativa aos ensaios experimentais, na Figura 6.22, a interrupção da fendilhação acontece para toda a altura da junta. Por esse motivo, constata-se que o modelo numérico não conseguiu simular correctamente o comprimento da abertura da junta vertical, para os ciclos iniciais.

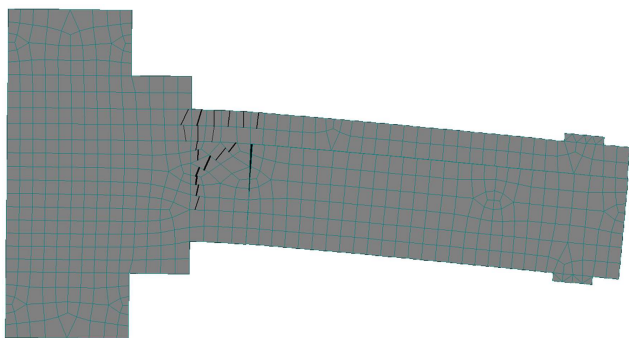


Figura 6.20: Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 6 mm, na direcção positiva. Ampliação de 50x para a deformação.

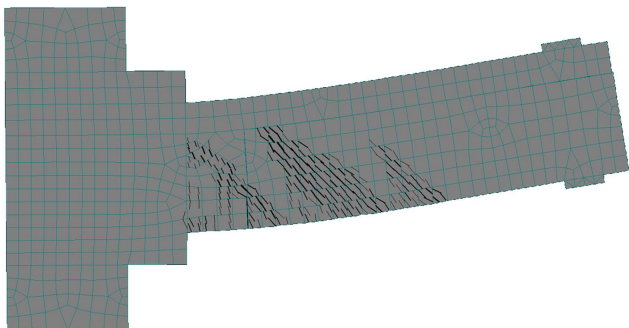


Figura 6.21: Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 6 mm, na direcção negativa. Ampliação de 50x para a deformação.

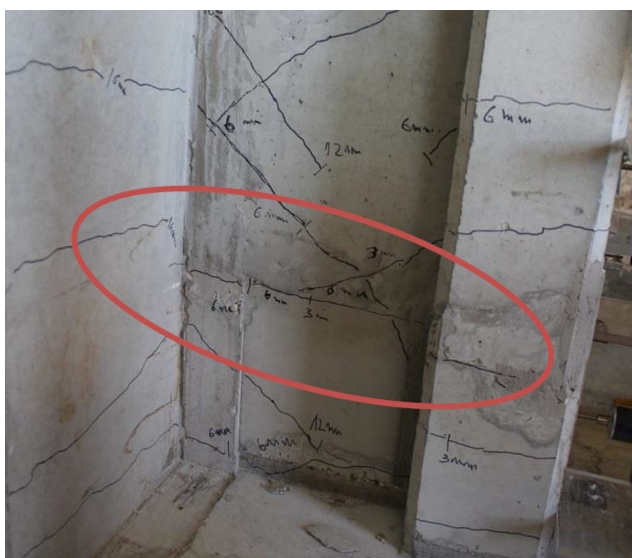


Figura 6.22: Esquema inicial de fendilhação resultante do ensaio experimental, para a zona da junta vertical.

Relativamente aos modos de fendilhação para os deslocamentos impostos de 18 e 24 mm, ambos para a direcção positiva, representados respectivamente pelas Figura 6.23 e 6.24, é igualmente possível confirmar a influência das juntas de interface, dado que é observável a perturbação na fendilhação na proximidade das mesmas, o que vai ao encontro do ocorrido no ensaio experimental, apresentado na Figura 6.25.

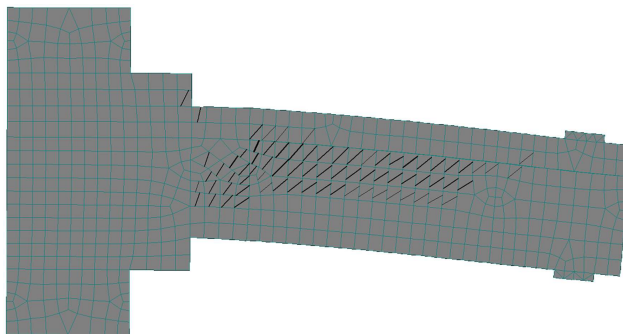


Figura 6.23: Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 18 mm, na direcção positiva. Ampliação de 8x para a deformação.

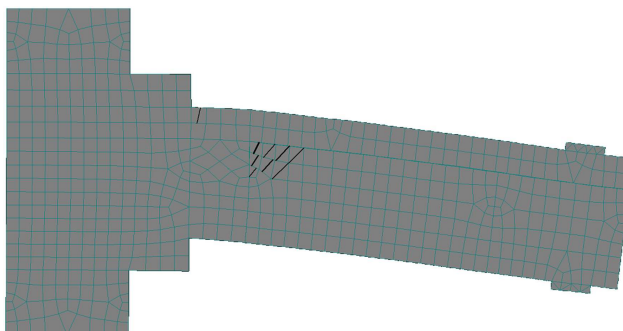


Figura 6.24: Esquema de fendilhação no modelo deformado com juntas, para deslocamento de 24 mm, na direcção positiva. Ampliação de 8x para a deformação.

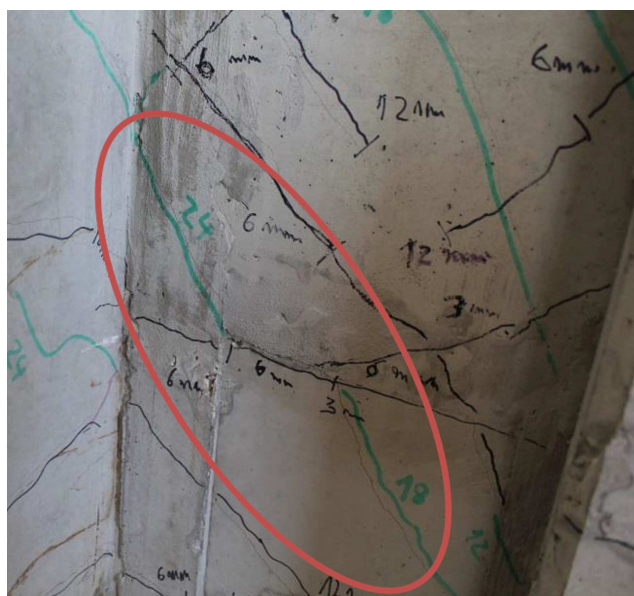


Figura 6.25: Esquema final de fendilhação resultante do ensaio experimental, para a zona da junta vertical.

Capítulo 7

Conclusões

7.1 Conclusões

O trabalho apresentado nesta dissertação consistiu na calibração de um modelo numérico, através do *software* ATENA 2D, para a simulação de um ensaio experimental de uma ligação viga-pilar, de elementos prefabricados, com continuidade de armaduras, sujeita a carregamentos cíclicos alternados. O ensaio experimental teve como objectivo o estudo do comportamento de juntas de ligação, na presença de esforços elevados, e permitiu concluir que a presença da junta, fora do nó de ligação, não influencia negativamente o desempenho global da estrutura e que a capacidade de desempenho da ligação é equivalente à de uma estrutura monolítica.

Dando seguimento à investigação anteriormente produzida, procedeu-se a uma calibração de um modelo numérico que fosse adequado à simulação do comportamento do modelo experimental, concordando com a relação força-deslocamento e com modos de fendilhação resultantes dos ensaios laboratoriais da ligação viga-pilar.

Na calibração do modelo numérico, numa fase inicial, surgiram dificuldades em fazer coincidir as rigidezes da ligação para os ciclos iniciais de deslocamento imposto, quando comparando os resultados numéricos com os experimentais. Para solucionar estas dificuldades, optou-se por substituir a condição de encastramento, para o apoio da viga, por uma condição mais flexível, através de molas. Esta substituição foi feita uma vez que, primeiramente, através dos diagramas experimentais, constatou-se que poderá ter existido um assentamento da base da estrutura, no início dos ensaios, e porque, após a alteração dos parâmetros do betão (módulo de elasticidade, resistências à tracção e compressão), não foi possível aproximar o comportamento do modelo numérico ao do modelo experimental. Importa referir que é comum a existência de folgas e deslizamentos entre os aparelhos de fixação e as estruturas e que estes contribuem para dificultar a representação numérica das condições de ensaio. Com a introdução das molas, fez-se a calibração para os valores de rigidez daquelas, contudo, para facilitar o procedimento, separaram-se dois modelos:

com juntas e sem juntas. Optou-se por esta divisão porque a presença da junta de interface, como as condições de apoio, influencia a rigidez da estrutura e a calibração com combinação de parâmetros torna o procedimento bastante mais complexo.

Após serem atingindo os valores de rigidez para as molas satisfatórios para a simulação numérica, primeiro com o modelo sem juntas e depois confirmando através do modelo com juntas, deu-se início à calibração dos parâmetros relativos aos modelos constitutivos dos materiais. Começou-se pelo betão, através do modelo SBETA, e concluiu-se que o parâmetro referente à energia da fractura, G_f , tem influência significativa na rigidez do modelo numérico. Desse modo, optando pela formulação proposta no *CEB-FIB Model Code 2010*, corrigiu-se a energia da fractura, resultando numa melhoria do comportamento da estrutura modelada. Concluiu-se igualmente que o parâmetro referente ao deslocamento plástico, w_d , tem influência nos resultados numéricos, visto que para o valor *default* o betão tem um comportamento mais frágil. Ao variar este parâmetro, obteve-se a ductilidade pretendida, por comparação com os resultados experimentais. Para as armaduras, optou-se pelo modelo *Cyclic Reinforcement*, concluindo-se que, apesar da irreabilidade, o comportamento do modelo numérico aproximou-se melhor dos resultados experimentais quando se escolheu um modelo de aço com comportamento bilinear sem endurecimento, em detrimento do modelo com endurecimento. Finalmente, procedeu-se à calibração das rigidezes normal e tangencial das juntas de interface, que possibilitassem a demonstração da influência das juntas na propagação das fendas.

Para o modelo numérico sem juntas, obteve-se bons resultados para a relação força-deslocamento, sobretudo para a variação da rigidez da ligação ao longo do historial do carregamento cíclico, e para a assimetria de capacidade resistente da viga, nas duas direcções de carregamento. Contudo, pela ausência de juntas, o modelo numérico não permitiu simular a curva histerética para os ciclos iniciais de deslocamento imposto. Este modelo apresentou igualmente dificuldades em simular a perda progressiva de rigidez para os ciclos finais de 42 mm. Estas dificuldades justificam-se uma vez que, ao assumir o comportamento bilinear sem endurecimento para as armaduras, o *software* assume que a extensão última do aço é infinita e porque o mesmo não permite distinguir os tipos de varões sobrepostos para a mesma camada de armadura, razões pela qual se tornou impossível simular o colapso total da estrutura. Porém, apesar da discrepância da simulação para os ciclos iniciais, relativamente ao comportamento histerético, é possível constatar que a simulação numérica da ligação, que se fez monolítica, resultou num desempenho global próximo ao do modelo experimental, para a relação força-deslocamento.

Para o modelo numérico com juntas, a relação força-deslocamento não foi bem conseguida, dado que as forças máximas para cada ciclo de carregamento não coincidiram com os resultados experimentais. Presume-se que tenha havido influência do deslizamento das juntas sobre o comportamento do betão, uma

vez que, com o escorregamento entre as interfaces e a sobreposição de macroelementos, surgiram tensões de compressão na proximidade das juntas e estas poderão ter influenciado o ciclo de abertura e fecho de fendas, assim como também poderão ter condicionado a resposta do betão à tracção. Importa referir que a modelação das juntas de interface, através do *software* ATENA 2D, é uma tarefa complicada, visto que é necessário introduzir valores relativos à resistência à tracção, à coesão e ao coeficiente de atrito, valores que, relativamente à estrutura ensaiada, são experimentalmente desconhecidos.

Faz-se notar que a calibração de modelos numéricos, simulados sob acções cíclicas, apresenta dificuldades por duas razões distintas. Primeiramente, a representação correcta das condições de fronteira é extremamente complexa, dado que a existência de folgas ou deslizos, entre a peça ensaiada e a estrutura de fixação, causa divergência entre resultados numéricos e experimentais. Se para o caso de um carregamento monotónico, apesar da folga inicial, a estrutura se torna fixa durante a progressão do ensaio, para o caso de um carregamento cíclico, a fixação da estrutura não se dá e os resultados são afectados até ao final do ensaio. A segunda razão deve-se ao comportamento do betão durante a fase de descarga, dado que é necessário definir a progressão de dano para que se possam estabelecer as leis do comportamento do betão fendilhado para o fecho e reabertura das fendas. Esta definição torna difícil a calibração para a simulação numérica, sobretudo, porque o *software* ATENA apresenta limitações para a introdução de dados relativos ao comportamento do betão.

Como comentário final, é possível afirmar que o trabalho desenvolvido nesta dissertação confirmou que a presença das juntas de interface, em modelos numéricos, condiciona a distribuição da fendilhação e permitiu verificar que a relação força-deslocamento para o tipo de ligação ensaiada, com elementos prefabricados, é bastante próxima do comportamento de uma ligação monolítica.

7.2 Recomendação para desenvolvimento futuro

Sugere-se, para futuro trabalho de investigação, a continuação da calibração e modelação das ligações viga-pilar, estudadas e apresentadas em [34], para as seguintes considerações:

- Calibração das juntas com atenção especial ao deslizamento entre as interfaces;
- Calibração das armaduras, para o comportamento bilinear com endurecimento, com o intuito de limitar a extensão última dos varões e simular o colapso total da estrutura ensaiada;
- Calibração do modelo numérico para o *software* ATENA 3D, de modo a reduzir a acumulação de tensões que derivam do estado plano de tensão, permitir a distribuição correcta das tensões entre as partes de dimensões

diferentes na direcção perpendicular ao plano das tensões e fazer a distinção de varões sobrepostos na largura da viga.

Referências bibliográficas

- [1] A. J. Magalhães: *A pré-fabricação em betão em edifícios*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Instituto Politécnico do Porto, Porto, Portugal, 2013.
- [2] A. J. Tavares: *Aderência aço-concreto: análise numérica dos ensaios pull-out e APULOT*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista, São Paulo, SP, Brasil, 2012.
- [3] A. R. Gião: *Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.
- [4] A. S. de Oliveira: *Desenvolvimento de um sistema de ligação viga-pilar em estrutura pré-fabricada com transmissão de momento fletor*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.
- [5] A. Van Acker: *Manual de sistemas pré-fabricados de concreto*. Traduzido por M. A. Ferreira, Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, São Paulo, SP, Brasil, 2002.
- [6] AEC Online (2016, Abril 14): *The Green Precast System - a revolutionary, patented, highly efficient, low cost construction system [Online]*. Disponível em: http://www.aeonline.ae/13/pdcnewsitem/02/07/18/index_13.html.
- [7] B. Memon e X. Su: *Arc-length technique for nonlinear finite element analysis*. Journal of Zhejiang University SCIENCE A, 2004.
- [8] BIBM - European Federation for Precast Concrete (2015, Abril 14): *European Precast Concrete Factbook [Online]*. Disponível em: <http://www.bibm.eu>.
- [9] C. C. Inácio: *As novas potencialidades do Betão como material arquitectónico—Aplicação a um sistema prefabricado de mobiliário urbano*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2005.
- [10] CEB-FIB: *CEB-FIB Model Code 2010-Final draft*. T. Thelford, Lausanne, Suíça, 2010.
- [11] E. Cavaco: *Juntas de Construção em Elementos Pré-Fabricados*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2005.

- [12] E. G. Albarran: *Construção com elementos Pré-fabricados em Betão Armado - Adaptação de uma Solução Estrutural in situ a uma Solução Pré-fabricada*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2008.
- [13] F. N. Cunha: *Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.
- [14] G. Sas *et al.*: *Numerical optimization of strengthening disturbed regions of dapped-end beams using NSM and EBR CFRP*. Composites Part B: Engineering, 67:381–390, 2014.
- [15] H. C. Biscaia: *Comportamento e modelação da ligação GFRP/betão em elementos de betão armado expostos a ambientes agressivos*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.
- [16] H. G. Fernandes: *Análise numérica de ligações pré-fabricadas com armaduras contínuas*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2013.
- [17] H. G. Fernandes *et al.*: *Tarefa 1 - modelação numérica de ligações de vigas pré-fabricadas*. ICIST, Lisboa, Portugal, 2014.
- [18] I. M. Machado: *Pré-fabricação em betão armado - Uma abordagem sobre a indústria e seus processos*. Relatório de estágio, Instituto Superior de Engenharia do Instituto Politécnico do Porto, Porto, Portugal, 2015.
- [19] I. M. Pacheco: *Comportamento de Ligações em Peças Pré-fabricadas*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2008.
- [20] J. M. Proença: *Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-fabricadas—Desenvolvimento de um Sistema Reticulado Contínuo*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 1996.
- [21] J. M. Proença: *Apontamentos sobre estruturas reticuladas pré-fabricadas de betão armado*. Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.
- [22] J. Ordóñez *et al.*: *Prefabricación teoría y práctica*. Editores Técnicos Asociados, 1974.
- [23] J. S. Serrano: *Elementos de edificación: Construcción industrializada prefabricada*. Fundación Escuela de la Edificación de Madrid, 1987.
- [24] L. J. Mondragão: *Sistemas industrializados de betão armado para a construção de armazéns*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

- [25] M. Khandelwal: *Basic Forces Transfer Mechanism for Design of Structural Precast Connections*. The Masterbuilder, 2015.
- [26] M. V. Mimoso: *Comparação dos resultados analíticos e experimentais da estrutura SPEAR - Baseada em análises dinâmicas não lineares*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2008.
- [27] N. F. Feliciano: *Dimensionamento Sísmico de Edifícios Industriais Pré-fabricados de Betão Armado*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2011.
- [28] P. M. Lagartixo: *Sistemas estruturais de edifícios industriais pré-fabricados em betão*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2011.
- [29] P. N. Frade: *Modelação dos efeitos da corrosão localizada em estruturas de betão armado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2015.
- [30] P. Yee *et al.*: *Performance of IBS precast concrete beam-column connections under earthquake effects: a literature review*. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 4(1):93–101, 2011.
- [31] PRECASEISMIC: *Behaviour of Precast Concrete Structures under Seismic Actions - Development of High Performance Connections [Online]*. Disponível em: <http://www.unic.fct.unl.pt/projects/precasismic>.
- [32] R. J. Costa: *Modelação de Ligações Viga-Pilar na Análise de Estruturas Porticadas Planas de Betão Armado*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 2013.
- [33] S. G. Pompeu dos Santos: *As ligações em estruturas prefabricadas de betão*. LNEC, ICT, S311, Lisboa, Portugal, 1985.
- [34] T. A. Almeida: *Ensaio Experimentais de Ligações Pilar-Viga Pré-Fabricada para Acções Cíclicas*. Tese de Mestrado, Instituto Superior do Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2014.
- [35] T. A. Calé: *Aplicação da filosofia Lean a um caso de estudo para otimização de processos de construção na pré-fabricação de peças de betão*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa do Instituto Politécnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2015.
- [36] T. Koncz: *Manual de la Construcción Prefabricada*. Hermann Blume, 1968.
- [37] University of the West of England, Bristol (2016, Abril 14): *The History of Council Housing - 5 Meeting the Post-war Housing Shortage [Online]*. Disponível em: http://fet.uwe.ac.uk/conweb/house_ages/council_housing/section5.htm.

- [38] V. Cervenka *et al.*: *ATENA Program Documentation, Part 1: Theory*. Praga, República Checa, 2005.
- [39] V. Cervenka *et al.*: *ATENA Program Documentation, Part 11: Troubleshooting Manual*. Praga, República Checa, 2015.